В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин

Железобетонные и каменные конструкции

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебника для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство» и «Сельскохозяйственное строительство»



Москва
«Высшая школа» 1987



ББК 38.5
Б81
УДК 624.012.35

Рецензенты

кафедра «Железобетоиные и каменные конструкции»
Киевского инженерно-строительного института
(зав кафедрой д-р техн наук, проф. А Я Барашков),
д-р техн наук, проф Ю В Зайцев (ВЗПИ)

Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г.

Б81 Железобетонные и каменные конструкции· Учеб для студентов вузов по спец «Пром. и гражд стр-во».— М Высш. шк, 1987 — 384 с.· ил

В учебнике комплексно изложены вопросы проектирования железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений в соответствии с новыми нормативными документами Приводятся классификация конструк ций прочностные и деформативные свойства исходных материалов, методика расчета сечений и принципы конструирования элементов железобетонных и каменных конструкций.

Б $\frac{3202000000(4309000000)-500}{001(01)-87}$ 228 – 87

ББК 38.5
6С4.05

Оглавление

Предисловие

В учебнике систематизированы материалы по основам проектирования железобетонных и каменных конструкций в объеме первой части программы курса «Железобетонные и каменные конструкции многоэтажных гражданских и производственных зданий» для специальностей 1202 «Промышленное и гражданское строительство» и 1205 «Сельскохозяйственное строительство» высших учебных заведений Описаны прочностные и деформативные свойства бетона, арматуры и железобетона с металлической и неметаллической арматурой Имеются сведения о жаро- и кислотостойком бетоне, самонапрягающемся бетоне, армоцементе и влиянии температуры окружающей среды на прочность бетона

Описано применение и развитие железобетонных конструкций с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой Приведены основные данные по конструированию и расчету плит перекрытий, ригелей рам, колонн и фундаментов на эксплуатационные, транспортные и монтажные нагрузки

В учебнике впервые комплексно рассмотрены вопросы расчета и конструирования элементов железобетонных и каменных конструкций применительно к самостоятельному выполнению студентами курсового проекта многоэтажного промышленного здания

Авторы стремились излагать материал кратко и доходчиво по принципу вопросно-ответной формы, от простого к сложному, надеясь, что такое изложение материала точнее удовлетворяет требованиям всех форм высшего образования дневной, вечерней и заочной

В целях облегчения самостоятельной работы с учебником теоретический материал по ходу изложения иллюстрирован четкими рисунками и примерами расчета с использованием ЭВМ

Типовые программы расчета приведены на алгоритмическом языке Бейсик как наиболее распространенном в вузах СССР

При вечернем и заочном видах обучения рекомендуется следующий порядок прохождения курса посещение по расписанию вуза цикла установочных лекций, самостоятельное изучение части материала по учебнику, выполнение лабораторных работ, получение и выполнение курсового проекта и защита его на кафедре, посещение обзорных лекций и сдача экзамена по курсу При необходимости студенты устно или письменно обращаются на кафедру за письменными консультациями

Предисловие, введение, § 7, 8, 33, 39, 42 написаны д-ром техн наук, проф В М Бондаренко, § 1 6, 9 14, 16 31, 41, 42 51 – канд техн наук, доц Д Г Суворкиным, § 34 37 и заключение – В М Бондаренко и Д Г Суворкиным, § 15, 32, 38 – В М Бондаренко, Д Г Суворкиным и канд техн наук, доц Л В Байковой, § 40, 43 – В М Бондаренко, Д Г Суворкиным и канд техн наук А А Гриллем, § 52 – В М Бондаренко, Д Г Суворкиным и канд техн наук, доц Р А Леоновой, § 53 – В М Бондаренко, Д Г Суворкиным и канд техн наук, доц В Г Назаренко

Авторы приносят глубокую благодарность рецензентам учебника коллективу кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Киевского ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительного института (зав кафедрой д-р техн наук, проф А Я Барашков) и д-ру техн наук, проф Ю В Зайцеву, а также д-ру техн наук, проф П И Васильеву за ценные замечания и рекомендации, способствующие улучшению книги

Авторы

Введение

В Программе КПСС сформулирован Основной Закон социализма « все более полное удовлетворение постоянно растущих материальных и культурных потребностей народа путем непрерывного развития и совершенствования общественного производства»

В целях постоянного и устойчивого роста благосостояния Советского народа КПСС и Советское правительство особую заботу уделяют быстрейшему созданию в нашей стране материально-технической базы коммунизма Только за одиннадцатую пятилетку построено много тепловых, атомных и гидроэлектростанций, машиностроительных, металлообрабатывающих и других заводов и фабрик, оросительных систем и линий передач, школ, детских садов, яслей, больниц, поликлиник, магазинов, крупных рынков и других культурно-бытовых и общественных зданий и инженерных сооружений Кроме того, полностью реконструировано более 600 старых крупных предприятий, а жилой фонд страны увеличен на 552,2 млн м^2

В Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1986 1990 годы и на период до 2000 года, принятых XXVII съездом КПСС, предусматривается дальнейшее ускоренное развитие страны Особое внимание уделяется жилищному строительству Бурное развитие капитального строительства в СССР является беспрецедентным в истории развития человеческого общества Отечественная строительная практика убедительно продемонстрировала, что основой современного капитального строительства являются железобетонные конструкции В общей стоимости материальных ресурсов, потребляемых капитальным строительством, стоимость железобетонных конструкций составляет около 25%, в то время как на стальные конструкции приходится немногим больше 3%, а на продукцию лесной и деревообрабатывающей промышленности – 13,5% Поэтому основной задачей строителей в двенадцатой пятилетке является решительное увеличение производства, повышение качества и улучшение технико-экономических показателей железобетонных конструкций В СССР ежегодно изготовляется более 250 млн м^3 бетонных и железобетонных конструкций, т е в два раза больше, чем за первые 30 лет Советской власти На этот объем расходуется более 15 млн т арматурной стали и 80 млн т цемента Только за счет применения железобетона в строительстве сократилось потребление в 1985 г (к уровню 1975 г) лесоматериалов – на 75 млн м^3 (в круглом лесе), кирпича – на 40 млрд шт, стальных конструкций – на 5 млн т, а также труб, раствора и других материалов и изделий В этом заключается большое народнохозяйственное значение железобетонных конструкций

Продолжают широко использоваться в капитальном строительстве и каменные конструкции (из крупных панелей, блоков и мелкоштучных природных и искусственных камней)

Несмотря на очевидные успехи XXVII съезд КПСС указал на необходимость коренного улучшения капитального строительства, подъема на новый индустриальный и организационный уровень всего строительного комплекса, существенного сокращения инвестиционного цикла

Основные буквенные обозначения

Внешние нагрузки

g – постоянная распределенная линейная, Н/м, или поверхностная, МПа, нагрузка (собственный вес конструкций),

v – то же, временная (полезная), Н/м и МПа,

q – то же, полная, Н/м и МПа,

F – сосредоточенная сила, кН

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в нормальном сечении элемента

M, T – изгибающий и крутящий моменты, кН м,

N, Q – продольная и поперечная сила, кН,

M_{sh}, M_l, M_{tot} – изгибающие моменты соответственно от кратковременных, постоянных, длительных нагрузок и от полной нагрузки, кН м

Характеристики предварительно напряженного элемента

P – усилие предварительного обжатия элемента без учета потерь предварительного напряжения в арматуре, кН,

P_1, P_2 – то же, с учетом первых и всех потерь предварительных напряжений, кН,

σ_{sp}, σ'_{sp} – предварительные напряжения в напрягаемой арматуре S и S – при натяжении арматуры на упоры (до бетонирования), МПа,

$\sigma_{con\,1}$, $\sigma_{con\,1}$ – то же, контролируемые, МПа,

$\sigma_{con\,2}$, $\sigma_{con\,2}$ – то же, при натяжении арматуры на бетон (после затвердения бетона), МПа,

$\sigma_{sp\,1}$, $\sigma_{sp\,2}$ – предварительные напряжения с учетом первых и всех потерь напряжений, МПа,

σ_{bp} – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии, МПа,

γ_{sp} – коэффициент точности предварительного натяжения арматуры

Характеристики материалов

R_b, $R_{b\,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой и второй групп, МПа,

R_{bt}, $R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой и второй групп, МПа,

$R_{b\,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, МПа,

R_{bp} – передаточная прочность бетона, МПа,

R_s, $R_{s,\,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп, МПа,

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению на действие поперечной силы, МПа,

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа,

σ_y – предел текучести арматуры, МПа,

σ_{bu}, σ_{su} – временное сопротивление бетона и арматуры, МПа,

$\sigma_{s,\,crc}$ – напряжение в арматуре в момент трещинообразования в растянутой зоне элемента, МПа;

E_b, E_s – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении и модуль упругости арматуры, МПа;

$\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения площади сечения арматуры к бетону

Характеристики положения продольной арматуры в нормальном сечении элемента

S – обозначение продольиой арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения или у менее сжатой грани его,

S – то же, в сжатой зоне сечения или у более сжатой грани его

Геометрические характернстики (рис. 1)

b – ширина прямоугольного сечения или ребра таврового и двутаврового сечений, мм,

b_f, h_f и b'_f, h_f – ширина и высота полки таврового и двутаврового сечения в растянутой и сжатой зонах нормального сечения, мм,

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечения, мм,

D – диаметр кольцевого и круглого сечения, мм,

A_{sp}, A'_{sp} и A_s, A'_s – площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой частей арматуры S и S', мм^2,

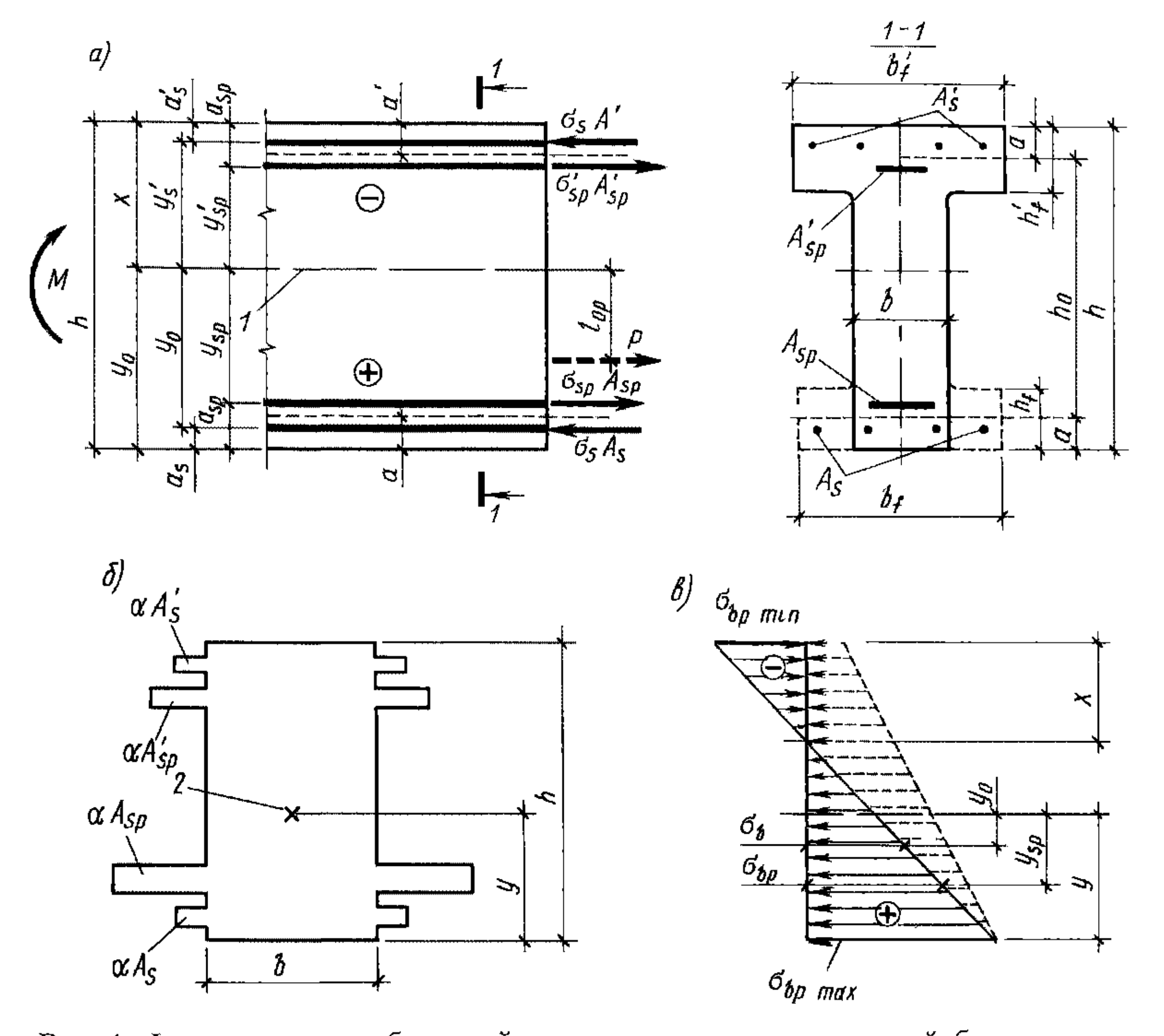


Рис 1 Фрагмент железобетонной предварительно напряженной балки

а – схема расположения продольной рабочей арматуры в растянутой и сжатой зонах, *б* – схема приведенного нормального прямоугольного сечения, *в* – эпюра нормальных напряжений предварительного обжатия элемента; *1* – линия центра тяжести приведенного сечения, *2* – центр тяжести приведенного сечения

a, a – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S и S' до ближайшей грани, мм,

a'_s, a_{sp} – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре площадью A'_s и A'_{sp} до ближайшей грани, мм,

h_0, h'_0 – рабочая высота нормального сечения, равная $h_0 = h - a$, $h'_0 = h - a'$;

x, s – высота сжатой зоны сечения и расстояние между хомутами, мм,

e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения (см рис 1,*б*), $e_0 = M/N$,

e_{op} – эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, мм,

$e_{o,tot}$ – эксцентриситет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, мм,

e, e' – расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре S и S', мм,

e_s, e_{sp} – расстояние от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия P до центра тяжести сечения арматуры S, мм,

l, l_0 – пролет и расчетная длина элемента, мм,

i – радиус инерции нормального сечения элемента относительно его центра тяжести, мм,

λ – гибкость элемента, $\lambda = l_0/i$,

f – прогиб элемента, мм,

d – номинальный диаметр арматурных стержней, мм,

A_{sw}, $A_{s,inc}$ – площадь сечения хомутов и отгибов, расположенных в одной плоскости нормального и наклонного сечения элемента, мм^2,

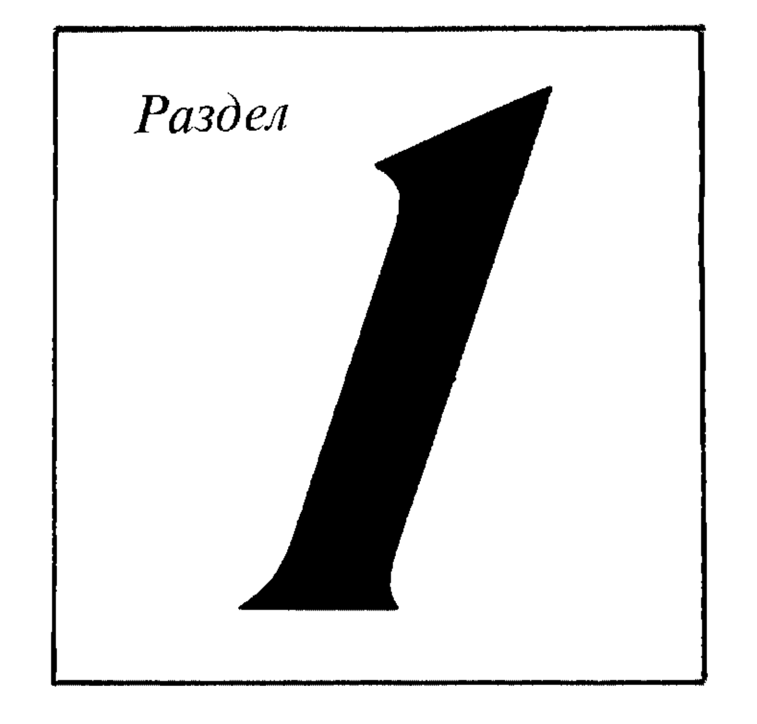
A_{sw1}, A_{s1} – площади сечения одного хомута и стержня продольной арматуры, мм^2,

μ – коэффициент армирования, $\mu = A_s/(bh_0)$,

A, A_{red} – площадь нормального и приведенного нормального сечения элемента, мм^2,

A_{loc1} – площадь смятия бетона, мм^2,

I, I_{red} – момент инерции нормального и приведенного нормального сечения элемента относительно его центра тяжести, мм^4



Строительные материалы

Глава 1

Общие сведения о железобетонных и каменных конструкциях

§ 1. Краткий исторический обзор

1. Железобетонные конструкции. Железобетон по сравнению с другими строительными материалами появился сравнительно недавно и почти одновременно в Европе и Америке Его история насчитывает не более 150 лет Однако к настоящему времени он получил самое широкое распространение в строительстве, имеет свою историю и своих выдающихся деятелей

Железобетонные конструкции – несущие элементы зданий и сооружений, изготовляемые из железобетона, и сочетания этих элементов

Появление железобетонных конструкций связано с большим ростом промышленности, транспорта и торговли во второй половине XIX в, когда необходимо было строительство новых фабрик, заводов, портов и многих других капитальных сооружений К этому времени были развиты цементная промышленность и черная металлургия Им предшествовал многовековой опыт строительства из камня, неармированного бетона, дерева и двухсотлетний опыт строительства из металла

Исследования покрытий Царскосельского Дворца показали, что русские мастера еще в 1802 г применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его

Первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867 1870 гг В 1892 г французский инженер Ф Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия (рис 2) и ряд других рациональных строительных конструкций (рис 2 и все последующие арматурные чертежи вычерчены условно, будто бетон является прозрачным, а арматура хорошо видимой по всей толще бетона) В России железобетон стали применять с 1886 г для перекрытий по металлическим балкам

В 1885 г в Германии инж Вайс и проф Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности железа в бетоне, сил сцепления арматуры с бетоном и пр Тогда же впервые инж М Кенен высказал предположение, подтвержденное опытами, что арматура должна располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающие усилия

В 1886 г М Кенен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии

В 1891 г талантливейший русский строитель проф Н А Белелюбский первым провел серию испытаний железобе-

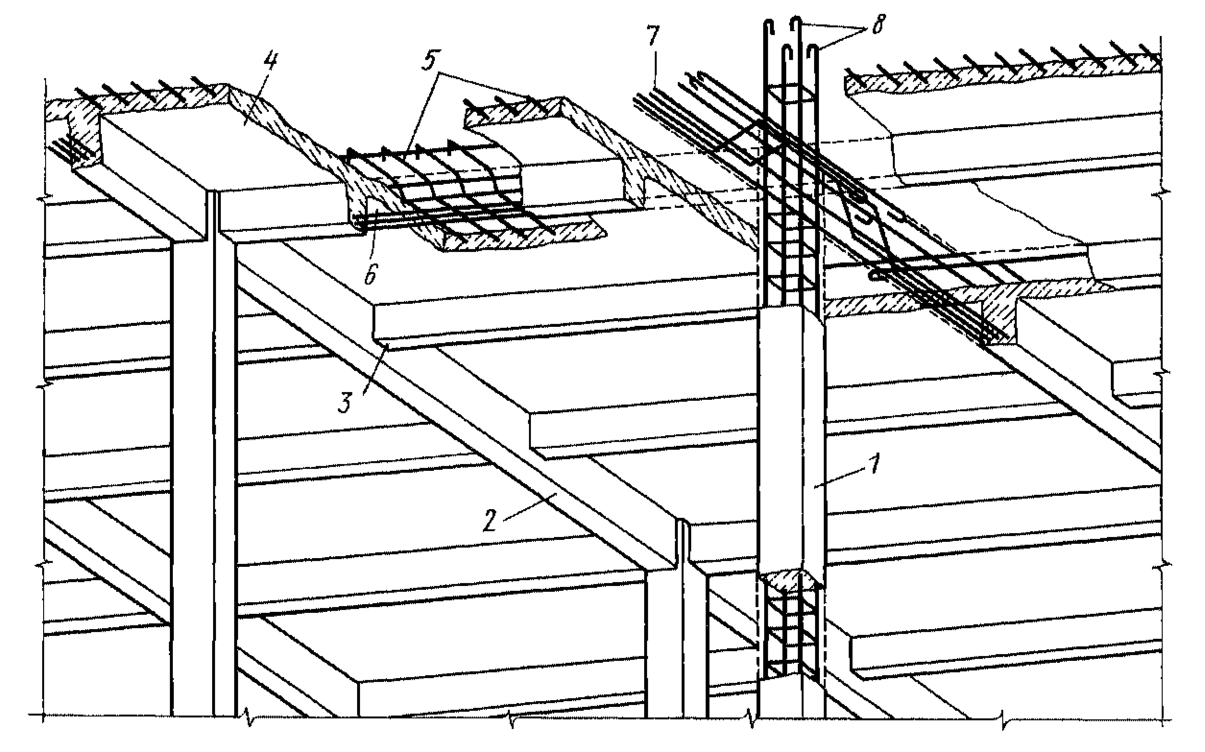


Рис 2 Монолитное ребристое перекрытие

1 – колонна, *2* – главная балка, *3* – второстепенная балка, *4* – плита, *5* – рабочая арматура плиты; *6*, *7*, *8* – то же, соответственно второстепенной и главной балок и колонн

тонных конструкций плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролетом 17 м, которые по методике испытаний и полученным результатам во многом превосходили работы зарубежных ученых и послужили базой для широкого распространения железобетона в строительстве. В 1911 г в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений

Время появления предложений Ф Геннебика, т е конец XIX в, можно считать началом *первого этапа* в развитии железобетона, характеризуемого появлением в практике разного рода железобетонных стержневых систем С этого времени повсеместно вошел в практику и метод расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов На развитие железобетона в этот период большое влияние оказали труды русских ученых Н М Абрамова (по расчету армированного железобетона) и И Г Малюги, А А Байкова, Н А Жидкевича, Н М Беляева и др (по разработке основ технологии бетона)

В 1904 г в г Николаеве по проекту русских инженеров Н Пятницкого и А Барышникова был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см вверху и до 20 см внизу (рис 3) Примерно в то же время были

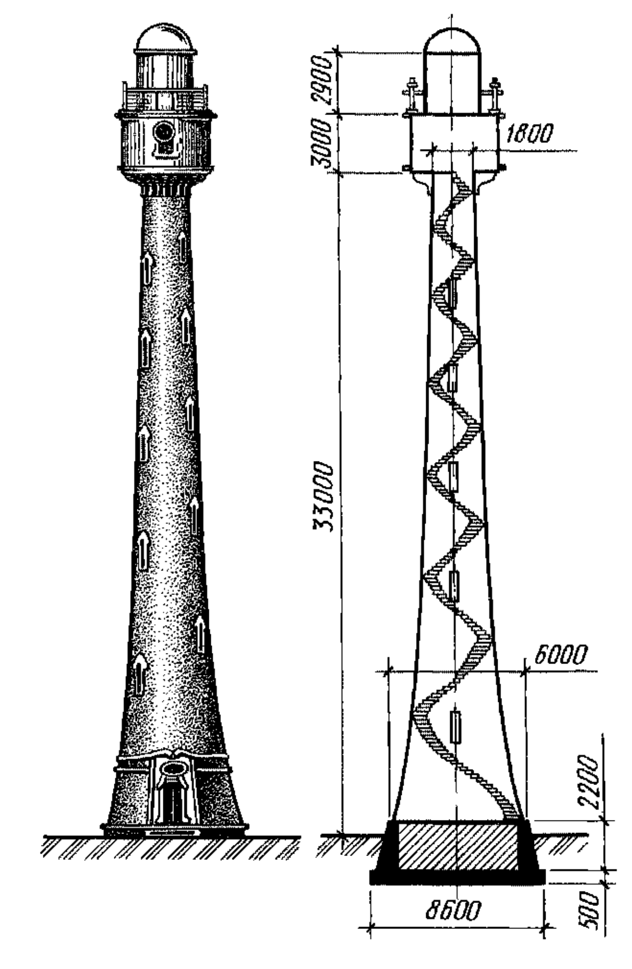


Рис. 3 Железобетонный маяк в Николаеве (1904)

осуществлены безбалочные междуэтажные перекрытия склада молочных продуктов в Москве Приоритет создания этих конструкций принадлежит русскому инженеру, впоследствии выдающемуся ученому проф А Ф Лолейту Однако в дореволюционной России не было условий для подлинного прогресса в развитии железобетона

Впервые идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена в 1861 г русским артиллерийским инж А В Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий

Вопрос о применении предварительно напряженной арматуры в железобетонных конструкциях был поднят в 1928 г в работах Э Фрейссинэ, а затем в работах немецких инженеров Ф Дишингера, Е Хойера, У Финстервальдера и др , послуживших началом практическому применению предварительно напряженных железобетонных конструкций

После Великой Октябрьской социалистической революции железобетонное строительство в Советской России получило невиданный в мире размах Необходимость максимально экономить материал и снижать стоимость железобетонных конструкций вынуждала советскую школу учитывать все наиболее передовое в европейской и американской практике и широко развивать собственные теоретические и экспериментальные исследования в области железобетона В этих целях вскоре после революции был создан ряд научно-исследовательских институтов и лабораторий для теоретического и экспериментального изучения физико-механических свойств бетона и железобетона В строительных и транспортных вузах были организованы кафедры строительных конструкций Все это позволило в короткий срок подготовить высококвалифицированных специалистов по железобетону Это, в свою очередь, способствовало значительному расширению применения железобетона в гидротехническом и жилищно-гражданском строительстве

В 1925 1932 гг советские ученые В М Келдыш, А Ф Лолейт, А А Гвоздев, П Л Пастернак и другие на базе широких экспериментальных работ разработали общие методы расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), которые позволили запроектировать и построить много уникальных для своего времени общественных и промышленных зданий из железобетона Центральный телеграф, Дом «Известий», здания министерств легкой промышленности и земледелия в Москве, почтамт и Дом промышленности в Харькове, Дома Советов в Ленинграде, Минске, Киеве и ряд других крупных сооружений, в том числе много промышленных предприятий

В гидротехническом строительстве впервые железобетон был применен при строительстве Волховской ГЭС (1921 1926 гг), крупнейшей по тому времени Плотина сооружалась на железобетонных кессонах (рис 4), транспорти-

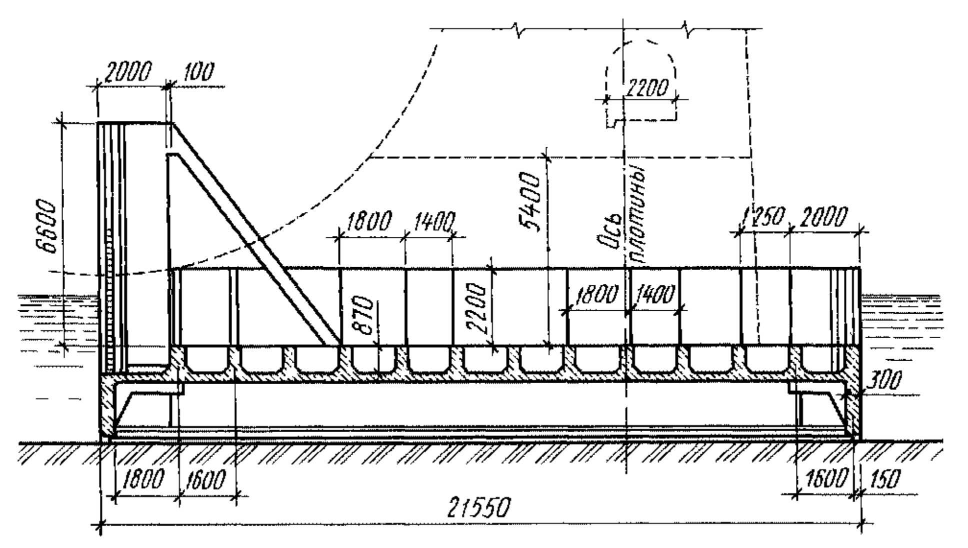


Рис 4 Разрез железобетонного кессона под бетонную плотину Волховской ГЭС

руемых к месту установки на плаву Главное здание станции железобетонное каркасное, с железобетонными аркадами, поддерживающими путь 130-тонного мостового крана Так же широко железобетон был применен в главной подстанции и во всех вторичных подстанциях Волховстрой явился первой большой практической школой советских специалистов по железобетону Вслед за Волховской ГЭС были построены ДнепроГЭС (1927 1932 гг), Нижне-Свирская ГЭС (1928 1934 гг), в которых бетон и железобетон применялись еще более широко

Примерно в 1928 г железобетон стал широко использоваться в строительстве тонкостенных пространственных конструкций разнообразных оболочках, складах, шатрах, сводах и куполах Советский ученый В З Власов первым разработал общий практический метод расчета оболочек, значительно опередив зарубежную науку в этой области В 1937 г вышла в свет первая в мире «Инструкция по расчету и проектированию тонкостенных покрытий и перекрытий», составленная на основе теоретических и экспериментальных работ, проведенных под руководством А А Гвоздева

Первый тонкостенный купол значительного диаметра (28 м) был построен в 1929 г в Москве для планетария, а самый большой в то время гладкий купол диаметром 55,5 м (рис 5) был сооружен в 1934 г над зрительным залом театра в Новосибирске Конструкцию купола разработал инж Б Ф Матери по идее и под руководством П Л Пастернака

Применение в строительстве рамных и тонкостенных пространственных систем с использованием их жесткости и монолитности следует считать *вторым этапом* в развитии железобетона

В 1936 г в СССР впервые был применен предварительно напряженный железобетон для изготовления опор канатной сети на закавказских железных дорогах Широкому внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций во многом способствовали работы советских ученых В В Михайлова, А А Гвоздева, С А Дмитриева, С Е Фрайфельда, А П Коровкина, К С Завриева и др

Огромную работу по изучению и созданию теории и практики железобетонных конструкций и по разработке наиболее прогрессивных решений проводят Научно-исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ) и многие другие научно-исследовательские и проектные институты

На основе глубокого изучения физических и упругопластических свойств железобетона, а также экспериментальных данных А Ф Лолейт, А А Гвоздев и другие (1931 1934 гг) создали теорию

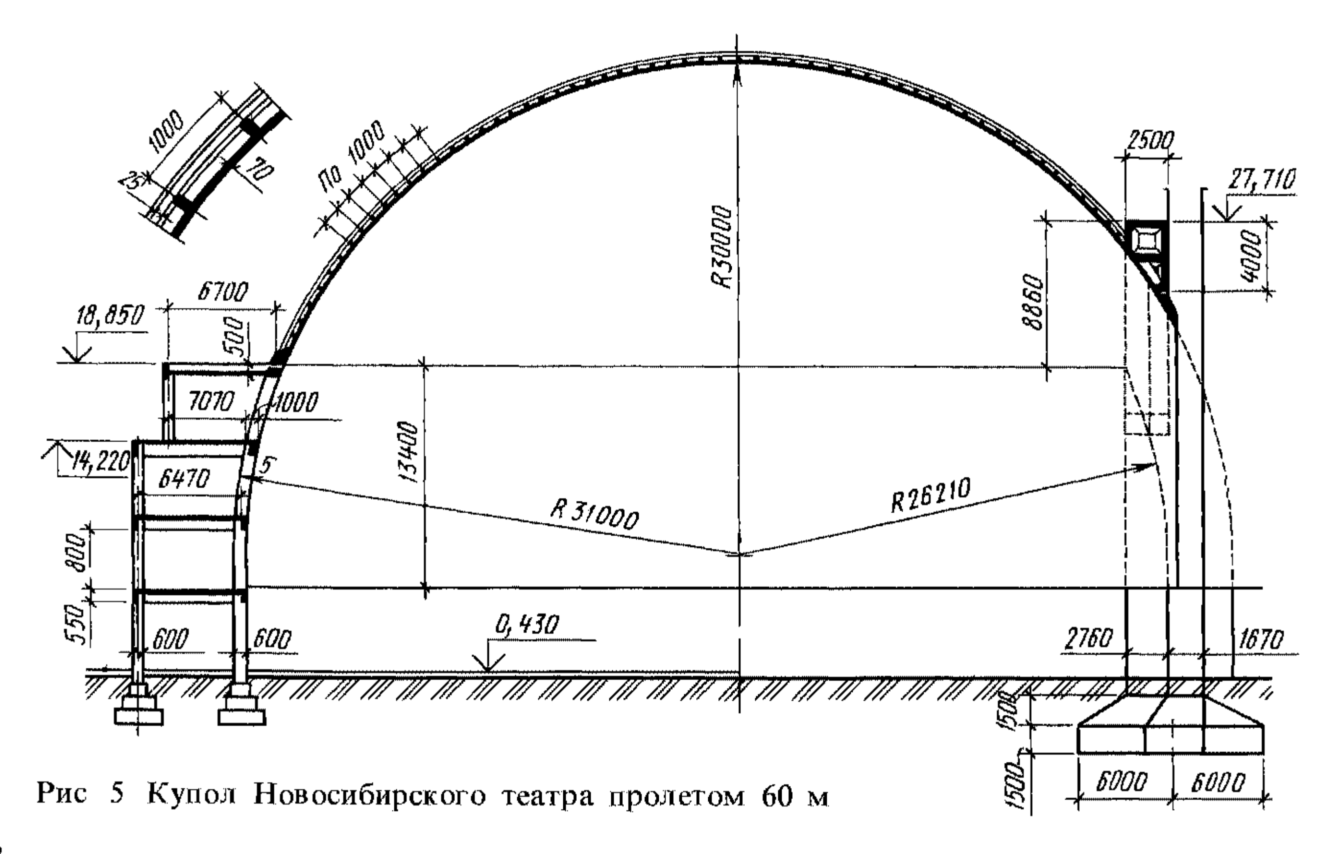


Рис 5 Купол Новосибирского театра пролетом 60 м

расчета железобетона по разрушающим усилиям Она была положена в основу норм (ОСТ 90003–38), по которым рассчитывали все промышленные и гражданские здания и сооружения

Многолетняя плодотворная деятельность А А Гвоздева, Я В Столярова, Н С Стрелецкого, В И Мурашова, В М Келдыша, С С Давыдова и других позволила нашей стране взять новый рубеж в дальнейшем совершенствовании науки о железобетоне – разработать новый метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, который достаточно полно учитывает основные факторы, влияющие на их работу под нагрузкой

Широкую индустриализацию железобетонного строительства, развитие предварительно напряженных конструкций, внедрение высокопрочных материалов и разработку нового метода расчета железобетонных конструкций следует считать началом *третьего этапа* в развитии железобетонных конструкций Выдающимся примером третьего этапа может служить построенная в 1965 г башня Большого московского телецентра (рис 6) общей высотой 522 м Нижняя часть до высоты 385 м выполнена из монолитного предварительно напряженного железобетона Диаметр башни внизу 18,0 м, а вверху – 8,5 м при толщине стенки соответственно 46 и 30 см На отметке 65 м ствол башни переходит в коническое основание диаметром понизу 61 м На высоте 360 м расположены ресторан на 420 человек и смотровые площадки на 600 700 человек Нижняя часть конического основания выполнена в виде опорных конструкций (ног) высотой 17,3 м На отметке 42 м оболочка конического основания имеет диафрагмовое кольцо, воспринимающее усилие от анкеровки канатов предварительно напряженной арматуры

Советские ученые и инженеры осуществляли плодотворные научные и конструкторские исследования по всем направлениям теории и практики железобетона Разработке общих вопросов механического сопротивления бетона и железобетона посвящены труды А Ф Лолейта, А А Гвоздева, Я В Столярова, Г А Гениева, а учету динамических и других

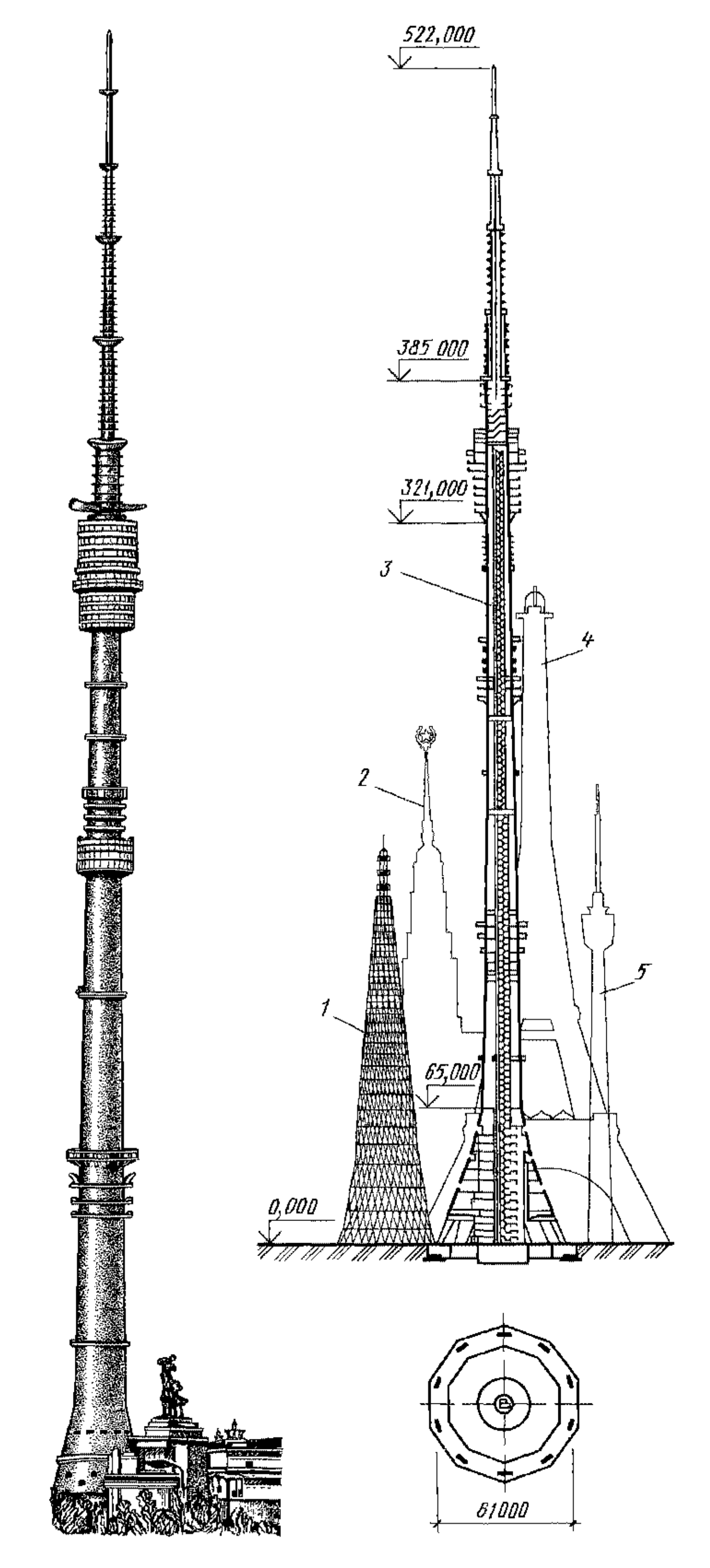


Рис 6 Останкинская башня в Москве (размеры в м)

1 – Шуховская башня в Москве, *2* – высотное здание МГУ, *3* – Останкинская башня, *4* – Эйфелева башня в Париже, *5* – Штутгартская телевизионная башня (ФРГ)

нетрадиционных воздействий – Н Н Попову, П И Васильеву, А Ф Милованову, А П Кудзису, А П Кириллову, А Я Барашикову, Т Д Джунусову Задачи нелинейной теории железобетона решены А А Гвоздевым, В И Мурашевым, П И Васильевым, В М Бондаренко,

С М Крыловым, Р Я Сантаровским, Ю П. Гущей. Теория ползучести бетона и железобетона развита Н Х Арутюняном, И И Гольденблатом, С В Александровским, А А Гвоздевым, Н Я Панариным, Н А Будановым, С Е Фрайфельдом, В Д Харлабом, И Е Прокоповичем, А Б Голышевым, Я Д Лившицем, В М Бондаренко, А В Носаревым, А. М Проценко, И И Улицким, Г В Кизирия

Сопротивление железобетонных конструкций при силовом сложном напряженном состоянии рассмотрено А А Гвоздевым, Н И Карпенко, В Н Байковым, И В Зайцевым, И Б Соколовым, В С Здоренко, Л К Лукшей, М С Торяником, Х Х Лаулем, А С Залесовым, А В Яшиным, а при температурно-влажностном – С. Е Фрайфельдом, С В Александровским, П. И Васильевым, З П Цилосани, Г Д. Вишневским, Е Н Щербаковым Вопросы армирования железобетонных конструкций и сцепления арматуры с бетоном изложены С А Дмитриевым, К В Михайловым, Н М Мулиным, С А Мадатяном, А И Семеновым, Н А Маркаровым, И П Тегиновым, Г И. Бердичевским, П Я Клименко, М М Холмянским, А А Оатулом, П А Школьным Легкие и специальные бетоны и конструкции изучены М З Симоновым, В И Гусаковым, К. С Карапетяном, Ю В Чиненковым, С С Давыдовым, Р Л Маиляном, А В Пинаджаном, А В Носаревым, А И Чебаненко, В И Соломатовым, А Л Шагиным, А Б Пирадовым, Г Н Шоршневым, В А Пахомовым

Одновременно усилиями ученых и инженеров совершенствовались бетонные и железобетонные конструкции Здесь необходимо отметить вклад Г К Хайдукова, В Н Байкова, А И Васильева, Г И Бердичевского, И Г Людковского, В И Голосова, А И Тетебра, Г Н Шоршнева, В А Клевцова, В Ш Барбакадзе, Р И Мацелинского, А П. Кудзиса, В М Баташова, А П Кириллова, В В Шугаева и др

С 1955 г издается журнал «Бетон и железобетон», оказывающий большую помощь в пропаганде достижений науки и техники, в обмене опытом научно-исследовательских коллективов, передовых строек и заводов железобетонных изделий

Систематизации материалов по железобетонным конструкциям во многом способствовали изданные в СССР за последние 50 лет курсы железобетонных конструкций и учебники, написанные К В Сахновским, К В Бушковым, И С Подольским, А Ф Лолейтом, П Л Пастернаком, В И Мурашевым, В Н Байковым и Э Е Сигаловым, Б В Якубовским и др

Накопленный опыт и мощная строительная индустрия, которой располагают в настоящее время строители, являются прочным фундаментом, обеспечивающим дальнейший прогресс железобетонных конструкций в нашей стране

2. Каменные конструкции. Ввиду повсеместности и доступности сырья, долговечности и экономичности, конструкции из природного камня возводили еще в каменном веке Позже в качестве каменных конструкций применяли тесаный камень, кирпич-сырец и обожженный кирпич

Под каменными конструкциями понимают несущие и ограждающие конструкции зданий и сооружений, выполненные путем соединения отдельных камней или каменных изделий строительным раствором До наших дней сохранилось много выдающихся памятников каменного зодчества храмы Киевской Руси (X в), Архангельский собор в Московском Кремле (1333), Кремлевские стены (1367 г) и т д

Желание зодчих совершенствовать конструкции настойчиво требовало разработки способов их расчета

В 1638 г Г Галилей впервые определил несущую способность изгибаемого бруса в предположении, что в нем возникает такая же осевая растягивающая сила, как и при осевом разрыве, и что в месте излома брус вращается вокруг грани сечения В конце XVIII в Кулон предложил теорию расчета каменного свода В середине XIX в русский инж Паукер дал более точное графическое определение несущей способности каменного свода Однако в промышленном и гражданском строительстве преимущественно в качестве стеновых ограждений и несущих столбов применяли каменные конструкции

В 1813 г в Англии была построена железокирпичная фабричная труба, а в 1825 г – тоннель под Темзой из армированной кладки В 1853 г в Вашингтоне сооружен большой железокирпичный резервуар для воды

Достаточно широкое применение нашли армокаменные конструкции в нашей стране при строительстве зданий с армокирпичными каркасами, возведении покрытий и перекрытий промышленных зданий

Осуществление грандиозной программы капитального строительства в СССР потребовало массовой его индустриализации, превращения строительства в механизированный процесс сборки зданий и сооружений из укрупненных изделий Как показал отечественный и зарубежный опыт, этому требованию удовлетворяют конструкции из крупных панелей и объемных блоков Поэтому за последние годы крупнопанельное и объемноблочное строительство в нашей стране получило массовое распространение Широко используются такие традиционные изделия и материалы, как крупные и мелкие блоки, керамика, кирпич и природные камни В СССР широким фронтом ведутся работы по совершенствованию методов расчета каменных и армокаменных конструкций. С 1955 г. каменные и армокаменные конструкции в нашей стране рассчитывают прогрессивным методом – по предельным состояниям

В развитии теории и практики каменных конструкций велика роль В П Некрасова, Л. И. Онищика, С. А Семенцова, С. В Полякова, Ю М Иванова, В А Камейко, А И Рабиновича и др

§ 2. Основные требования

1. Надежность. Под надежностью понимают свойство конструкций зданий сохранять свои эксплуатационные показатели (обеспеченная безопасность и комфортабельность проживающих или работающих в них людей, отсутствие отрицательного влияния на технологический процесс, на работу машин и оборудования) в течение запроектированного (теоретического) срока службы Практика эксплуатации зданий показывает, что проблема надежности строительных конструкций при снижении их массы является весьма актуальной Расчеты надежности конструкций зданий являются неотъемлемой частью технико-экономического обоснования при их проектировании От надежности зданий зависят эффективность капиталовложений, единовременные затраты и расходы на их содержание Последние в период существования зданий могут превышать единовременные затраты на их постройку

Надежность зданий в основном характеризуется двумя коэффициентами γ_r – отношение фактического срока службы зданий до капитального ремонта к запроектированному сроку службы, γ_t – отношение теоретических эксплуатационных затрат к фактическим в период до капитального ремонта зданий Коэффициенты надежности γ_r и γ_t не должны быть меньше единицы Они зависят от качества исходных материалов, армирования, заводского изготовления, разнообразных защитных мероприятий в соответствии со степенью агрессивности среды, проектно-изыскательских и строительно-монтажных работ, условий культуры эксплуатации зданий, своевременного проведения текущих и капитальных ремонтов Коэффициенты надежности γ_r и γ_t увеличиваются с повышением общей неразрезанности, пространственной жесткости и устойчивости здания, поэтому во всех случаях рекомендуется узлы сопряжения конструкций из сборного железобетона замоноличивать так, чтобы они работали под нагрузкой как единые монолитные системы

При проектировании необходимо стремиться к тому, чтобы при самых неблагоприятных условиях надежность каменных и железобетонных конструкций оставалась высокой Теоретические и экспериментальные исследования, направленные на повышение надежности строительных конструкций, расширяются с каждым годом

2. Индустриальность. Под индустриальностью конструкций зданий понимают возможность механизированного и автоматизированного их изготовления, а также возможность монтажа и полной отделки в кратчайшие сроки с помощью высокопроизводительных машин

и механизмов, при минимальных расходах материалов, затратах ручного труда и общей стоимости (приведенных затратах). Требованиям индустриализации отвечают сборные железобетонные конструкции, изготовляемые на заводах или полигонах сборного железобетона Заводская готовность поставляемых на стройку строительных конструкций должна быть по возможности максимальной, чтобы исключить послемонтажные отделочные работы Перевод большинства строительных процессов со строительной площадки на заводы сборного железобетона позволяет повысить надежность строительных конструкций, сократить сроки возведения зданий и снизить их стоимость

В целях повышения эффективности предприятий сборного железобетона в СССР проведена большая работа по межотраслевому модулированию основных строительных параметров зданий (продольный шаг колонн, пролеты и высоты помещений, привязки конструкций к основным продольным и поперечным осям) На этой основе осуществлена межотраслевая унификация конструктивных схем зданий и сооружений и строгая типизация сборных железобетонных элементов

3. Модулирование габаритных параметров. Под модулированием габаритных параметров строительных конструкций понимают единую модульную систему (ЕМС), предусматривающую градацию размеров по горизонтали и вертикали на базе модуля 100 мм (М) или укрупненного модуля, кратного 100 мм Под модулем понимают условную единицу измерения, применяемую для координации размеров зданий, их элементов, строительных изделий и элементов оборудования зданий Для многоэтажных промышленных зданий принята унифицированная сетка колонн 9 × 6 м под временные нормативные нагрузки на перекрытия 5, 10 и 15 кН/м^2 и сетка колонн 6 × 6 м под временные нормативные нагрузки 10, 15, 20 и 25 кН/м^2, высоту этажей H принимают кратной укрупненному модулю 1,2 м, например 3,6, 4,8, 6 м (см рис 11) Сетка колонн может быть увеличена до 12 × 6 и 18 × 6 м (см рис 12) При этом достигают экономии рабочей площади на 6 8% Иногда для повышения универсальности и удобства размещения оборудования промышленные многоэтажные здания проектируют пролетами 24, 30 и 36 м В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей принят размер 200 мм (2М) Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают 2 .6,4 м, в каркасных зданиях – 6 м Высота этажей административных зданий 3,3, 3,6 м, кратная модулю 300 мм (3М) Модульная система является предпосылкой внедрения индустриальных методов сборного строительства

4. Унификация. Под унификацией объемно-планировочных решений зданий понимают рациональное сокращение числа объектов одинакового функционального назначения, пригодных в жилищном, культурно-бытовом или промышленном строительстве Она базируется на модулированных габаритных параметрах Основные объемно-планировочные параметры зданий шаг колонн $l_1 \times l_2$, высота этажа H_f, размещение конструктивных элементов по отношению к разбивочным осям здания Унификация объемно-планировочных решений зданий позволяет унифицировать конструктивные схемы строительных конструкций

Под унификацией конструктивных схем понимают приведение их к ограниченному количеству типов, пригодных для удовлетворения нужд самого разнообразного назначения Унификация конструктивных схем строительных конструкций позволяет резко сократить количество типоразмеров элементов конструкций, что положительно сказывается на их возведении (монолитные конструкции), технологии изготовления, транспортировании и монтаже (сборные конструкции)

Унификация объемно-планировочных решений и конструктивных схем строительных конструкций является основой современного индустриального строительства и позволяет создать серии экономичных типовых проектов для массового применения, вследствие чего снижаются сроки и стоимость строительства и повышается его качество

● Типовые проекты являются основой стандартизации элементов конструкций

и узлов их сопряжений, без чего невозможен технический прогресс в строительстве Стандартизация является высшей ступенью типизации Назрела необходимость перевода значительного количества типовых конструкций в стандарты, что позволит значительно повысить качество строительной продукции Отступление от унифицированных конструктивных схем приводит к появлению доборных конструктивных элементов и нетиповых сопряжений, требующих дополнительных затрат времени и средств на всех стадиях проектирования и возведения конструкций

● При разработке типовых проектов широко применяют принцип блочной компоновки зданий, согласно которому все вспомогательные помещения объединяют в одно здание, под одной крышей При такой компоновке достигается максимальная повторяемость одних и тех же типовых элементов, упрощаются узлы в местах примыканий и уменьшается количество типоразмеров изделий

В СССР вопросами модулирования габаритных параметров зданий, унификацией объемно-планировочных решений и конструктивных схем занимаются крупнейшие проектные институты Организована публичная библиотека типовых проектов, которые являются обязательными для применения проектными и строительными организациями, а также предприятиями, изготовляющими сборные железобетонные изделия и конструкции

5. Требовании к конструктивным схемам. При проектировании строительных конструкций следует применять конструктивные решения, которые в максимальной степени отвечали бы экономическому расходованию металла, леса и цемента, максимальному снижению массы конструкций, трудоемкости и стоимости изготовления и возведения зданий При этом учитывают местные условия района строительства вид и качество строительных материалов и изделий, наличие заводов сборных железобетонных конструкций, оснащенность строительства машинами и механизмами

Технико-экономическое обоснование принятых решений при проектировании конструкций имеет исключительно важное значение. В результате сопоставления вариантов принимают проектное решение, при котором конструкции имеют наименьшую стоимость в деле, наименьшую собственную массу и удовлетворяют в наибольшей степени эстетическим требованиям при всех прочих равных условиях (надежность, прочность, устойчивость).

При проектировании монолитных конструкций предусматривают для каждого объекта минимальное количество унифицированных размеров сечений балок, колонн и других элементов и исходят из индустриальных методов их возведения Для армирования конструкций широко используют унифицированные арматурные изделия в виде сеток и каркасов заводского изготовления Предусматривают мероприятия, обеспечивающие развитие в узлах элементов конструкций пластических деформаций, значительно повышающих сопротивление конструкций непродолжительному действию внешних воздействий

6. Технико-экономическая эффективность. Под технической эффективностью понимают способность конструкций к наиболее полному и длительному удовлетворению заданных эксплуатационных требований с учетом возрастающих эстетических запросов людей Решающими показателями технической эффективности каменных и железобетонных конструкций являются энергоемкость и трудоемкость их изготовления, расход исходных материалов, масса, долговечность и надежность в эксплуатации при соблюдении установленных правил.

Под экономической эффективностью понимают минимум приведенных затрат на готовые конструкции «в деле» Она повышается за счет применения рациональных тонкостенных пространственных и неразрезных (статически неопределимых) систем, камня, бетонов и сталей повышенной прочности и разнообразных легких бетонов и каменных материалов Наиболее целесообразными считают конструкции с лучшими технико-экономическими показателями при всех прочих равных условиях (надежность, индустриальность, технологичность, эксплуатационные качества, экономичность и др)

Технико-экономическую эффективность конструкций оценивают на всех этапах проектирования при выборе объемно-планировочной и конструктивной схемы здания; членении конструкции на сборные элементы и выборе формы и размеров сечения элементов, назначении проектной марки камня или класса бетона, класса стальной арматуры, установлении способов армирования, транспортирования, монтажа конструкций и возведении здания

Технико-экономическое сравнение строительных конструкций выполняют в соответствии с инструкцией по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве (СН 423—71).

Технико-экономическая эффективность железобетонных конструкций, особенно предварительно напряженных, оказывается в большинстве случаев выше, чем у каменных, металлических или деревянных конструкций В общей стоимости материальных ресурсов, потребляемых в капитальном строительстве, стоимость железобетонных конструкций составляет 25%. Поэтому необходимо стремиться к получению максимально эффективных решений каменных и железобетонных конструкций посредством применения экономичных исходных материалов, полного использования их физико-механических свойств, совершенствования технологии изготовления и монтажа, снижения транспортных расходов, унификации и стандартизации конструктивных схем и отдельных сборных элементов, соблюдения требований «Технических правил по экономному расходованию строительных материалов» Таким образом, резервы для снижения материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости и стоимости каменных и железобетонных конструкций далеко не исчерпаны Задача проектировщиков и производственников заключается в том, чтобы раскрывать эти резервы.

Только тщательная требовательность на всех стадиях проектирования (расчет, конструирование, составление рабочих чертежей) позволяет создавать проекты каменных и железобетонных конструкций высокого качества Производственные организации обязаны осуществлять строительные процессы в точном соответствии с проектом при высоком качестве строительных работ.

§ 3. Применение. Перспективы развития

1. Применение. Каменные и армокаменные конструкции используют во всех климатических районах

● Каменные конструкции применяют в качестве несущих конструкций для внецентренно сжатых элементов с ограниченным эксцентриситетом приложения внешних сил Армокаменные конструкции расширяют область применения каменных конструкций, приближая их к железобетонным. Каменные конструкции недостаточно совершенны для зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям, для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100 °С, в зонах вечной мерзлоты, просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях. Наряду с искусственными каменными материалами (кирпич, пустотелые керамические или бетонные камни, сплошные камни и блоки из легких и ячеистых бетонов) рекомендуется применять природные каменные материалы (известняк, туф), выпиливаемые из массивов горных пород

● Железобетонные конструкции широко используют в капитальном строительстве при воздействии температур не выше 50 °С и не ниже −70 °С. В каждой отрасли промышленности и жилищно-гражданском строительстве имеются экономичные формы конструкций из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона

Во многих случаях конструкции из железобетона (особенно предварительно напряженного) целесообразнее каменных или стальных. К ним относятся атомные реакторы, мощные прессовые устройства, морские сооружения, мосты, аэродромы, дороги, фабрично-заводские, складские и общественные здания и сооружения, тонкостенные пространственные конструкции, силосы, бункера и резервуары, напорные трубопроводы, фундаменты

под прокатные станы и под машины с динамическими нагрузками, башни, высокие дымовые трубы, сваи, кессонные основания, подпорные стены и многие другие массивные сооружения

Большое применение железобетон находит при устройстве набережных, тепло- и гидроэлектрических станций, плотин, шлюзов, доков и других гидротехнических сооружений Железобетон является незаменимым строительным материалом в санитарно-техническом и подземном строительстве Он в значительной степени вытеснил древесину и металл при горных разработках В строительстве железобетонных судов и плавучих доков еще до войны СССР достиг значительных результатов На изготовление железобетонных линейных конструкций расходуется в 2. 3 раза, а на изготовление плит, настилов, труб в 10 раз меньше металла, чем на стальные конструкции

2. Перспективы развития. Каменные конструкции из штучных материалов (кирпич, керамика, блоки) продолжают занимать большой объем в современном строительстве Развитие каменных конструкций идет по пути укрупнения штучных материалов и применения крупных каменных блоков и панелей

Железобетонные конструкции, особенно предварительно напряженные, получили массовое использование в строительстве и имеют широкую перспективу для дальнейшего развития

● Основными направлениями в совершенствовании железобетонных конструкций (снижение стоимости при одновременном повышении качества) являются 1) удовлетворение требований непрерывно развивающихся «Технических правил по экономному расходованию строительных материалов» (ТП-101–81), 2) применение конструктивных решений, снижающих массу конструкций и позволяющих наиболее полно использовать физико-механические свойства исходных материалов, местные строительные материалы, бетоны высоких классов (40 и выше), легкие бетоны, холодную пропитку бетонов мономерами и высокопрочную арматуру (1000 МПа и выше), механизированное и автоматизированное изготовление конструкций, 3) повышение долговечности, надежности и технологичности конструкций, снижение их приведенных затрат, материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости изготовления и монтажа, 4) разработка новых, уточнение и упрощение существующих методов расчета конструкций, особенно пространственных, тонкостенных и с предварительным напряжением арматуры, 5) развитие методов расчета с использованием ЭВМ и высокопроизводительных методов конструирования (САПР), технологии изготовления и возведения конструкций сборных, сборно-монолитных и монолитных, 6) повышение качества, упрочнение и удешевление стыков сборных и сборно-монолитных конструкций; 7) изучение физико-химических и механических процессов взаимодействия стальной арматуры с бетоном в целях наиболее эффективной борьбы с появлением и раскрытием трещин в конструкциях, 8) совершенствование методов подбора и изготовления бетона (особенно легкого и ячеистого), с тем чтобы получать железобетон с заранее заданными свойствами, 9) повышение сейсмической и динамической стойкости конструкций; 10) увеличение долговечности конструкций в зданиях с агрессивными средами, а также при эксплуатации в низких и высоких температурах

● Основным направлением технической политики в области строительства являются снижение его стоимости, энергоемкости и трудоемкости при высокой долговечности и надежности зданий, повышение технологичности как отдельных элементов, так и конструкций в целом К настоящему времени наибольшее распространение в жилищно-гражданском строительстве получили полносборные каркасные и бескаркасные многоэтажные здания и здания из объемных элементов

Под каркасными понимают здания (рис 7), основной несущей конструкцией которых является железобетонный каркас, состоящий из колонн и ригелей или из одних колонн (при безригельной схеме) Безригельная схема уменьшает количество монтажных элементов, общую массу железобетонных конструкций, исключает устройство трудоемких консолей на колоннах и упрощает монтаж каркаса Каркасные здания из-за относительно большого количества сборных элементов



Рис 7 Каркасное здание

оказываются более трудоемкими в изготовлении и монтаже и менее экономичными по сравнению с бескаркасными зданиями Они целесообразны при высоте зданий не менее 10 этажей и широком применении в ограждающих конструкциях (панели наружных и внутренних стен), панелях перегородок, перекрытиях легких тепло- и звукоизоляционных материалов

Под бескаркасными понимают здания (рис 8), в которых полностью отсутствуют колонны, ригели и обвязки Состоят они из крупных элементов (чаще всего размером на комнату) – панелей стен, перегородок и плит перекрытий Бескаркасные крупнопанельные здания строят в основном с несущими поперечными стенами с шагом до 6 м и более В таких зданиях полностью используют несущую способность поперечных стен Панели наружных стен выполняют только теплозащитные функции, поэтому их изготовляют из легкого местного материала

В бескаркасных зданиях по сравнению с каркасными в среднем на 20% сокращается число монтируемых элементов и выравнивается их масса, вследствие чего снижаются сроки строительства и уменьшаются приведенные затраты В них представляется возможность передачи усилий через подстилающий растворный слой, что позволяет на 60 70% сократить массу металлических закладных частей и повысить капитальность зданий в отношении повреждения закладных стальных деталей коррозией или огнем

Под зданиями из объемных элементов понимают здания, монтируемые из крупных объемных блоков (рис 9) Их конструктивная схема в большинстве случаев является бескаркасной. Эти здания особенно перспективны, так как в большей степени отвечают требованиям индустриализации и позволяют почти полностью перевести строительство зданий на заводской конвейер, включая весь комплекс санитарно-технических, электромонтажных и архитектурно-отделочных работ На строительной площадке выполняют лишь монтаж готовых квартир

Многоэтажные производственные каркасные здания с балочными перекрытиями (рис 10) получили широкое распространение в химической, радиотехнической и других отраслях промышленности По этой схеме строят также многие общественные здания

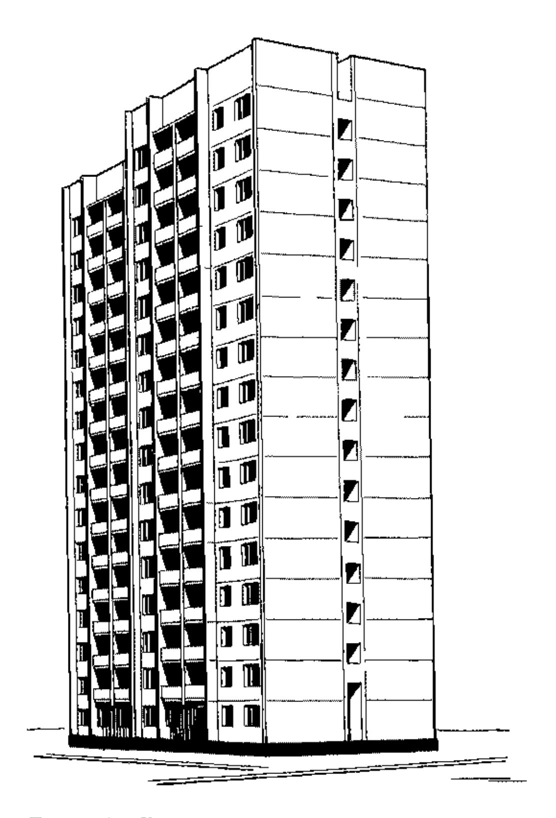


Рис 8 Бескаркасное здание

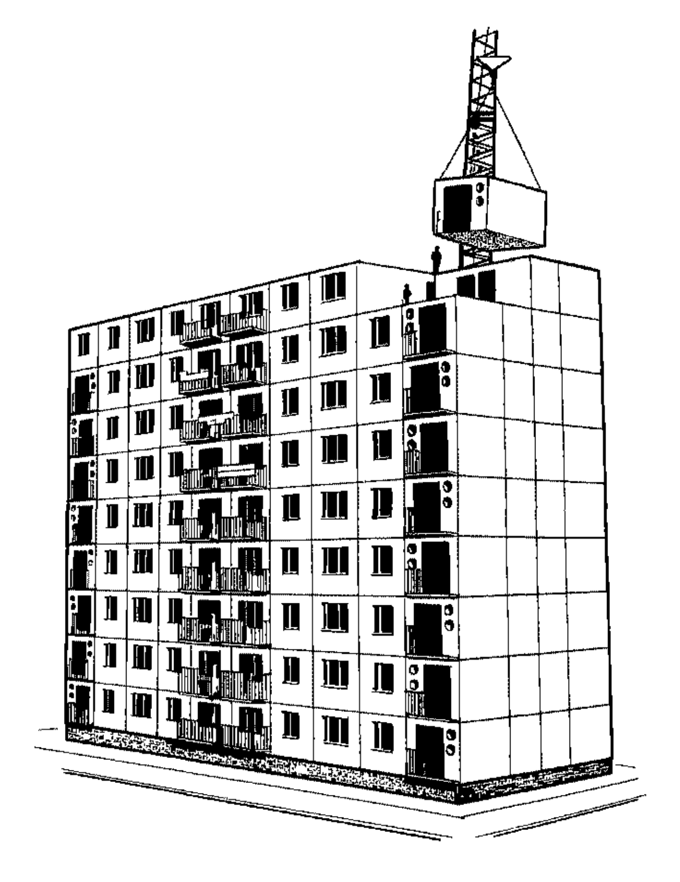


Рис 9 Здание из объемных элементов

Увеличение числа этажей сказывается главным образом на усилении сечения колонн и вертикальных связевых диафрагм нижних этажей, что меньше влияет на затраты материалов и общую стоимость здания, чем увеличение толщины несущих панелей в бескаркасных зданиях В каркасных зданиях целесообразно горизонтальные нагрузки передавать ядру жесткости из монолитного железобетона Каркас здания привязывают к ядру жесткости и он воспринимает только вертикальные нагрузки При больших размерах в плане и большой высоте здания с монолитным ядром жесткости оказываются экономичнее каркасных зданий без ядра жесткости

Многоэтажные здания с безбалочными перекрытиями (рис 11) сооружают на предприятиях пищевой промышленности, холодильниках и других производствах с повышенными требованиями к чистоте помещений

Наиболее экономичны многоэтажные здания с укрупненной сеткой колонн (6×12, 6×18, 12×12 м), так как они обеспечивают быструю и рациональную перестройку технологии производства В многоэтажных производственных зданиях целесообразно применять предварительно напряженные ригели с внешним армированием. Монолитные железобетонные перекрытия или покрытия с внешней профилированной листовой арматурой возводят без применения опа-

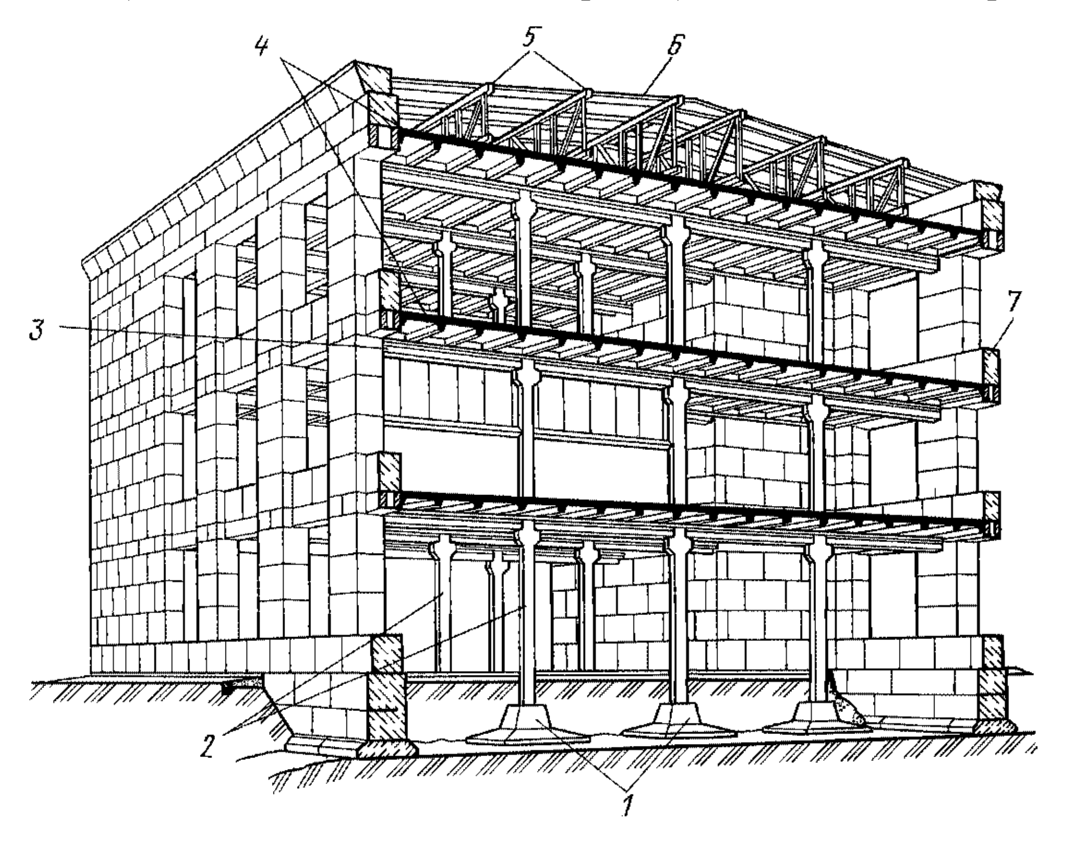


Рис 10. Многоэтажное каркасное здание с балочными перекрытиями
1 — фундаменты *2* — колонны· *3* — ригели (главные балки), *4* — плиты перекрытий *5* — несущие конструкции покрытия; *6* — плиты покрытия; *7* — несущая стена из крупных блоков

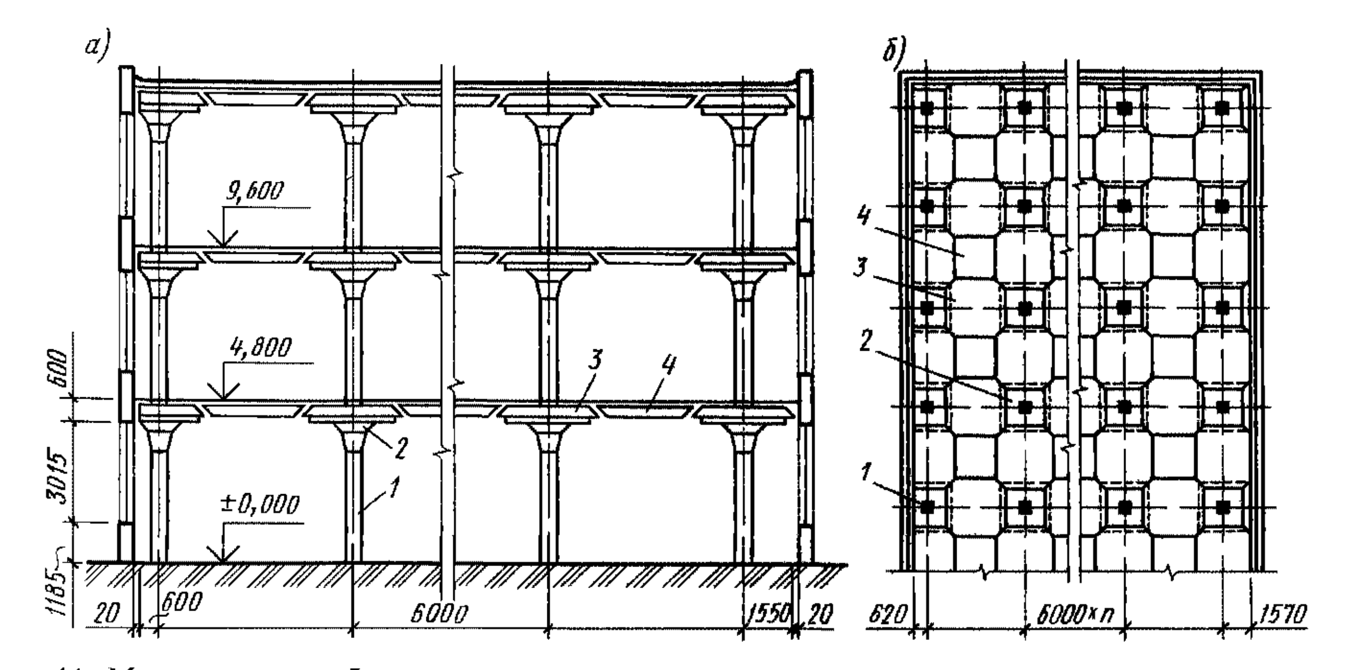


Рис 11. Многоэтажное сборное здание с безбалочными перекрытиями

а – поперечный разрез, *б* – план междуэтажного перекрытия, *1* – колонна, *2* – капитель, *3* – межколонная плита *4* – пролетная плита

лубки Формой для них служит профилированный настил, уложенный на несущие конструкции – балочную клетку, прогоны, несущие стены, настил используют в качестве подмостей, а после укладки бетона он является арматурой плиты

В целях создания гибкой планировки цехов, модернизации и усовершенствования производства в последнее время все шире внедряют в строительство многоэтажные производственные здания с техническими этажами и пролетами междуэтажных перекрытий до 36 м (рис 12).

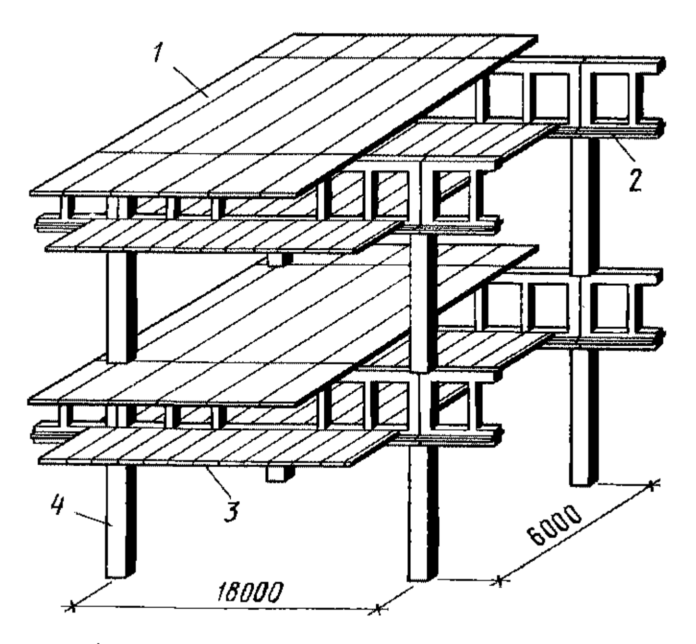


Рис. 12 Многоэтажное сборное здание с межферменными этажами

1 – ребристые плиты 3 × 6 м, *2* – безраскосные фермы, *3* – пустотные плиты 1 2 (1,5) × 6 м, 4 – колонны

§ 4. Железобетонные конструкции без предварительного напряжения

1. Сущность и преимущества. Как и любой другой искусственный или естественный каменный материал, бетон сопротивляется разрыву примерно в 15 20 раз слабее, чем сжатию. Кроме того, он является хрупким материалом.

Средняя относительная предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{btu} = (\Delta l_{tu}/l)\,100\,\% = 0{,}015\,\%$ (0,15 мм на 1 м) примерно в 13 раз меньше средней относительной предельной сжимаемости $\varepsilon_{bu} = (\Delta l_{pu}/l)\,100\,\% = 0{,}2\,\%$ (2 мм на 1 м). Именно хрупкость не позволяет во многих случаях использовать прочность бетона при растяжении, даже когда напряжения, вызываемые внешними силами, невелики Это объясняется тем, что из-за колебаний температуры, неравномерного высыхания, случайных динамических воздействий трещины в бетоне могут возникнуть еще в период строительства Поэтому из бетона выполняют конструкции, воспринимающие сжимающие усилия. стены, массивные фундаменты, колонны, подпорные стенки и другие сооружения Бетонные конструкции применяют иногда при работе на изгиб при малых растягивающих напряжениях, не превышающих предела прочности бетона при осевом растяжении

Центрально растянутые, внецентренно сжатые или растянутые и изгибаемые элементы, несущая способность которых обусловлена прочностью (сопротивляемостью) материала на разрыв (растяжение), выполняли обычно из дефицитной стали или недолговечной древесины

Исследования показали, что разрушение бетонных балок происходит от разрыва нижних (наиболее растянутых) волокон (рис 13, *а*). При этом несущая способность сжатой зоны балки используется не более чем на 5...7 % Если усилить растянутую зону балки так, чтобы она могла воспринимать необходимые растягивающие усилия, то соответственно будет возрастать несущая способность всей балки, вплоть до полного исчерпания прочности ее сжатой зоны

Наиболее подходящим материалом, позволяющим в широких пределах повышать сопротивляемость растянутых зон бетонных балок, оказалась стальная арматура (рис 13, *б*), одинаково хорошо сопротивляющаяся растяжению и сжатию Относительное удлинение стали при разрыве в сотни раз превышает предельное относительное удлинение бетона Сталь – прочный упругопластический материал

При достаточном армировании железобетонная балка разрушится при полном исчерпании несущей способности сжатой зоны, следовательно, прочность ее по сравнению с бетонной (неармированной) балкой в зависимости от класса бетона может возрасти примерно в 15 20 раз.

Железобетоном называют комплексный строительный материал, в котором бетон и стальная арматура, соединенные взаимным сцеплением, работают под нагрузкой как единое монолитное тело При этом имеется в виду, что бетон в основном предназначается для восприятия сжимающих усилий, а стальная арматура – преимущественно растягивающих. При таком распределении функций между бетоном и стальной арматурой железобетон, в основном (98 %) каменный материал, способен воспринимать растягивающие усилия вплоть до полного использования несущей способности сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых или растянутых элементов. Железобетон можно рассматривать как комплексный армированный материал, обладающий анизотропией (т е зависимостью механических и деформативных свойств от направления действия внешних нагрузок), обусловленной армированием и нелинейностью деформирования, связанной с трещинообразованием, пластическими свойствами бетона и стали

Под железобетонными конструкциями без предварительного напряжения пони-

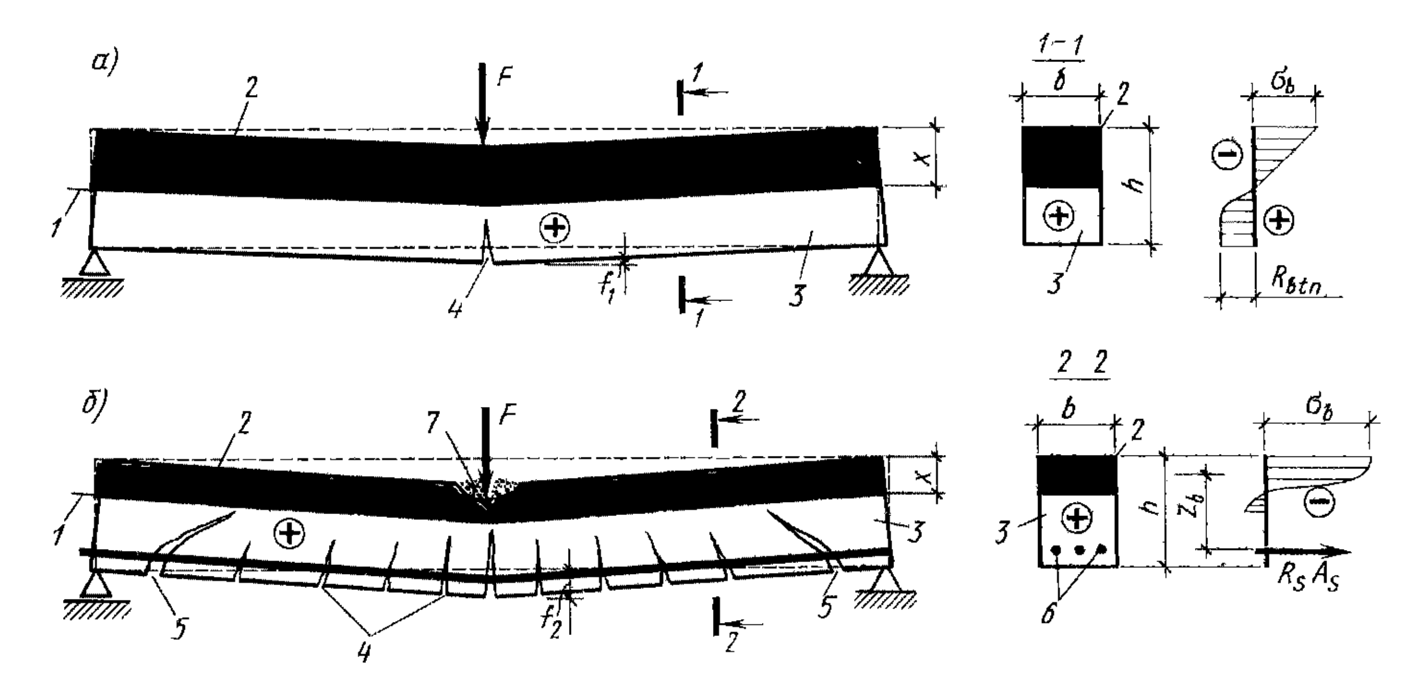


Рис 13 Схема разрушения балки

а – бетонной; *б* – железобетонной, *1* – нулевая (нейтральная) плоскость *2* – сжатая зона балки, *3* – растянутая зона балки; *4* – нормальные трещины, *5* – наклонные трещины, *6* – стальная арматура *7* – раздробление бетона сжатой зоны

мают конструкции, в которых арматура уложена без предварительного натяжения Основными преимуществами железобетонных конструкций являются высокая прочность, долговечность, огнестойкость, стойкость против атмосферных явлений, малые эксплуатационные расходы на содержание зданий и сооружений, гигиеничность, экономичность ввиду повсеместной распространенности сырьевых материалов

2. Недостатки. Основные недостатки железобетонных конструкций без предварительного напряжения (без напрягаемой арматуры) несложно проследить на примере работы под нагрузкой простой балки (см рис 13, *б*) За счет сцепления с арматурой бетон растянутой зоны балки работает на растяжение под воздействием внешней нагрузки вместе с арматурой Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{btu} = 0{,}00015$ в сотни раз ниже предельной растяжимости стальной арматуры, поэтому при совместном растяжении со сталью цельность бетона сохраняется только в начальный период эксплуатации

Учитывая, что до появления трещин деформации бетона ε_{btu} растянутой зоны балки на уровне арматуры и арматуры ε_s в любой точке их соприкосновения равны между собой, получим

$$\varepsilon_{btu} = \varepsilon_s = \sigma_{bt}/(\nu_t E_b) \qquad (1)$$

Напряжение в арматуре, по закону Гука,

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \frac{\sigma_{bt}}{\nu_t}\frac{E_s}{E_b} = \frac{\alpha}{\nu_t}\sigma_{bt}, \qquad (2)$$

где $\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения арматуры к бетону, показывает, что каждую единицу площади сечения арматуры можно условно приравнять α единицам площади бетона и привести материал арматуры к материалу бетона, т е получить однородное (приведенное) бетонное сечение, $\nu_t = 0{,}5$ – коэффициент упругих деформаций бетона при растяжении

С возрастанием внешней нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны сечения возрастают до предела прочности на растяжение $R_{bt,ser}$ и бетон этой зоны начинает трескаться, деформация бетона в момент трещинообразования

$$\varepsilon_{crc} = R_{bt,ser}/(\nu_t E_b) = 2R_{bt,ser}/E_b, \qquad (3)$$

а напряжение в арматуре в момент трещинообразования

$$\sigma_{s,crc} = \varepsilon_{crc} E_s = 2R_{bt,ser}\frac{E_s}{E_b} = 2\alpha R_{bt,ser}, \qquad (4)$$

что соответствует, например, для наиболее массовой арматуры из стали класса A-III и бетона класса B30 $\sigma_{s,crc} = 22{,}5$ МПа Учитывая развитие деформаций ползучести бетона, снижающие во времени расчетный модуль деформации E_b, действительные напряжения в арматуре в период образования трещин могут достигать 30 МПа и более Однако их значение всегда остается небольшим по сравнению с расчетной прочностью стальной арматуры Значит, к моменту образования трещин в растянутой зоне балки (выход растянутого бетона из работы) арматура слабо помогает работе растянутой зоны, вследствие этого в ней образуются и раскрываются многочисленные трещины на ранних стадиях работы балки, что весьма нежелательно, так как в трещины может попадать влага и вызывать опасную коррозию арматуры Нагрузка в момент образования трещин обычно составляет 15 25% разрушающей

С увеличением внешней нагрузки начинается активный процесс развития по высоте сечения и раскрытия ранее образованных трещин по длине балки Вследствие этого быстро уменьшается высота сжатой зоны, что резко (до 5 раз) снижает приведенный момент инерции сечения I_{red}, а следовательно, и жесткость балки Это, в свою очередь, способствует резкому возрастанию прогиба балки f, находящегося в обратной зависимости от приведенного момента инерции, для шарнирно опертой балки $f = Ml^2/(48E_bI_{red})$

Многолетний опыт эксплуатации железобетонных конструкций без предварительного напряжения в наиболее благоприятных условиях показал, что при раскрытии трещин более 0,4 мм возможно проникновение паров воздуха в трещины, вызывающих коррозию арматуры Поэтому нормы запрещают дальнейшую эксплуатацию железобетонных конструкций как только ширина раскрытия трещин в них превысит 0,4 мм Экспериментальные исследования показывают, что в момент максимально допустимой ши-

рины раскрытия трещин и величины прогиба, напряжения в гладкой арматуре не превышают 250 300 МПа При переходе на арматуру периодического профиля, сцепление которой с бетоном в 2 3 раза выше по сравнению с гладкой арматурой, увеличивается число трещин, уменьшается ширина их раскрытия ($\approx$ 0,4 мм), а напряжения в арматуре возрастают до 590 МПа Вот почему в обычных железобетонных конструкциях невозможно рационально использовать арматуру с пределом текучести более 590 МПа, что соответствует пределу текучести арматуры классов A-IV и $A_т$ = IVC Поэтому нормы запрещают применять для армирования железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуру выше класса A-IV

Из-за низкой прочности применяемой арматуры, малой трещиностойкости и жесткости оказывается невыгодным применение в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения современных бетонов повышенной и высокой прочности Поэтому масса таких конструкций оказывается высокой, что ограничивает величину перекрываемых ими пролетов по сравнению с деревянными и особенно с металлическими конструкциями Известно, что усилия от собственного веса балки возрастают пропорционально квадрату пролета ($M = gl^2/8$), следовательно, с ростом пролета вес железобетонной балки возрастает значительно быстрее, чем ее пролет С ростом веса балки уменьшается полезная нагрузка, которую она способна выдержать При величине пролета более 12 м железобетонная балка без предварительного напряжения начинает в основном «нести себя», т е она становится по экономическим соображениям нецелесообразной из-за большого собственного веса

● Практика эксплуатации таких конструкций показывает, что при ударных, вибрационных и особенно знакопеременных нагрузках происходит опасное раскрытие трещин, что снижает их несущую способность по выносливости Следовательно, основными недостатками железобетонных конструкций без предварительного напряжения являются 1) раннее образование трещин в растянутых зонах элементов вследствие слабого включения в работу арматуры в этот момент и быстрое их раскрытие до предельно допустимой величины, 2) быстрый рост прогибов элементов до предельной величины после образования трещин в их растянутых зонах, 3) невозможность использования для армирования высокоэффективных сталей повышенной и высокой прочности, позволяющих в несколько раз сократить расход стали в строительстве из-за быстрого раскрытия трещин и быстрого роста прогибов, 4) чрезмерная массивность из-за большого собственного веса, 5) недостаточная выносливость

Инженерная мысль во всех странах в течение длительного периода упорно стремилась преодолеть названные недостатки железобетонных конструкций без предварительного напряжения Работа шла в разных направлениях и выполнялась различными путями, но полноценные результаты были получены только с внедрением в практику предварительного напряжения бетона посредством обжатия его предварительно напряженной арматурой повышенной и особенно высокой прочности Этот новый принцип армирования явился крупнейшим завоеванием техники, шагом вперед по пути развития железобетона С его помощью удалось успешно преодолеть основные недостатки железобетонных конструкций без предварительного напряжения Предварительное напряжение арматуры дает возможность использовать железобетонные конструкции там, где они ранее считались неприменимыми

Сооружения с размерами пролетов, которые еще совсем недавно считалось целесообразным перекрывать только металлом, в настоящее время решаются в виде легких железобетонных преднапряженных конструкций, что обусловлено их высокой трещиностойкостью, жесткостью и относительной легкостью Решающим фактором широкого внедрения во все отрасли строительства преднапряженных железобетонных конструкций являются их высокие технико-экономические показатели

Эти конструкции таят богатейшие возможности для принятия самых смелых архитектурных решений

§ 5. Предварительно напряженные железобетонные конструкции

1. Сущность. Под предварительно напряженными понимают железобетонные конструкции, элементы, изделия, в которых предварительно, т е в процессе изготовления, искусственно созданы в соответствии с расчетом начальные напряжения растяжения в части или во всей рабочей арматуре и обжатие всего или части бетона

Обжатие бетона в предварительно напряженных конструкциях на заданную величину σ_{bp} осуществляется предварительно натянутой арматурой, стремящейся после отпуска натяжных устройств возвратиться в первоначальное состояние (рис 14) При этом проскальзывание арматуры в бетоне исключается их взаимным естественным сцеплением τ_{fr}, а при недостаточности естественного сцепления – специальной искусственной анкеровкой торцов арматуры в бетоне Начальное предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp}E_s$, создаваемое в результате искусственного натяжения арматуры, после отпуска натяжных устройств снижается за счет относительного упругого обжатия бетона ε_b до напряжения $\sigma_{con\,2} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp}$, где $\alpha\sigma_{bp} = \Delta\sigma_{sp}$ – потери начального предварительного напряжения арматуры вследствие уменьшения начального относительного удлинения ε_{sp} на величину относительного упругого обжатия бетона ε_b Их определяют из условия совместности деформаций укорочения бетона ε_b и арматуры $\Delta\varepsilon_{sp}$

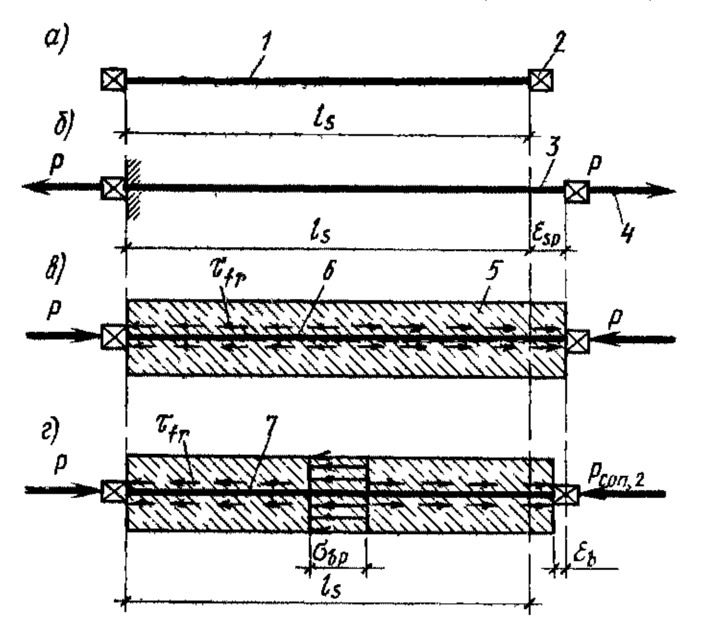


Рис 14 Схема центрального обжатия элемента напрягаемой арматурой

а – заготовка арматуры, *б* – вытяжка арматуры, *в* – отпуск натяжных устройств, *г* – упругое обжатие бетона, *1* – арматура первоначальной длины l_s, *2* – дополнительный анкер на концах арматуры (при необходимости); *3* – заданное расчетом относительное удлинение арматуры ε_{sp}, *4* – сила P, обусловливающая заданное относительное удлиение арматуры, *5* – бетон, прочность которого в момент отпуска натяжных устройств не ниже $R_{bp} \geq 11$ МПа (передаточная прочность), *6* – арматура, стремящаяся занять первоначальное положение, после отпуска натяжных устройств; *7* – длина арматуры после проявления относительной деформации упругого обжатия бетона ε_b

$$\varepsilon_b = \Delta\varepsilon_{sp},$$

$$\Delta\varepsilon_{sp} = \Delta\sigma_{sp}/E_s = \varepsilon_b = \sigma_{bp}/E_b,$$

откуда

$$\Delta\sigma_{sp} = (E_s/E_b)\sigma_{bp} = \alpha\sigma_{bp}$$

С течением длительного времени потери предварительного напряжения арматуры существенно увеличиваются за счет усадки и ползучести бетона и арматуры, релаксации напряжений арматуры и многих других факторов

Сущность предварительно напряженных железобетонных конструкций нетрудно проследить, например, посредством сопоставления диаграмм $\sigma_s - \varepsilon_s$ центрально-растянутых элементов соответственно с напрягаемой *I* и ненапрягаемой *II* арматурой (рис 15)

На кривой *I* точка *1* показывает начальное предварительное (контролируемое приборами) напряжение σ_{sp} в арматуре, вытянутой на расчетное относительное удлинение $\varepsilon_{sp} + \varepsilon_b$ С этими напряжениями в арматуре происходит бетонирование элемента После того как бетон в процессе изготовления достигает передаточной прочности R_{bp}, происходит отпуск предварительно напряженной арматуры Арматура, стараясь возвратиться в первоначальное положение, обжимает бетон с напряжением (рис 15, *б*)

$$\sigma_{bp1} = A_{sp}\sigma_{sp}/(A_b) \quad (5)$$

При этом образец (рис 15, *в*) сожмется на величину упругого обжатия бетона ε_b (для большей наглядности принимаем, что потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона, ползучести арматуры, релаксации напря-

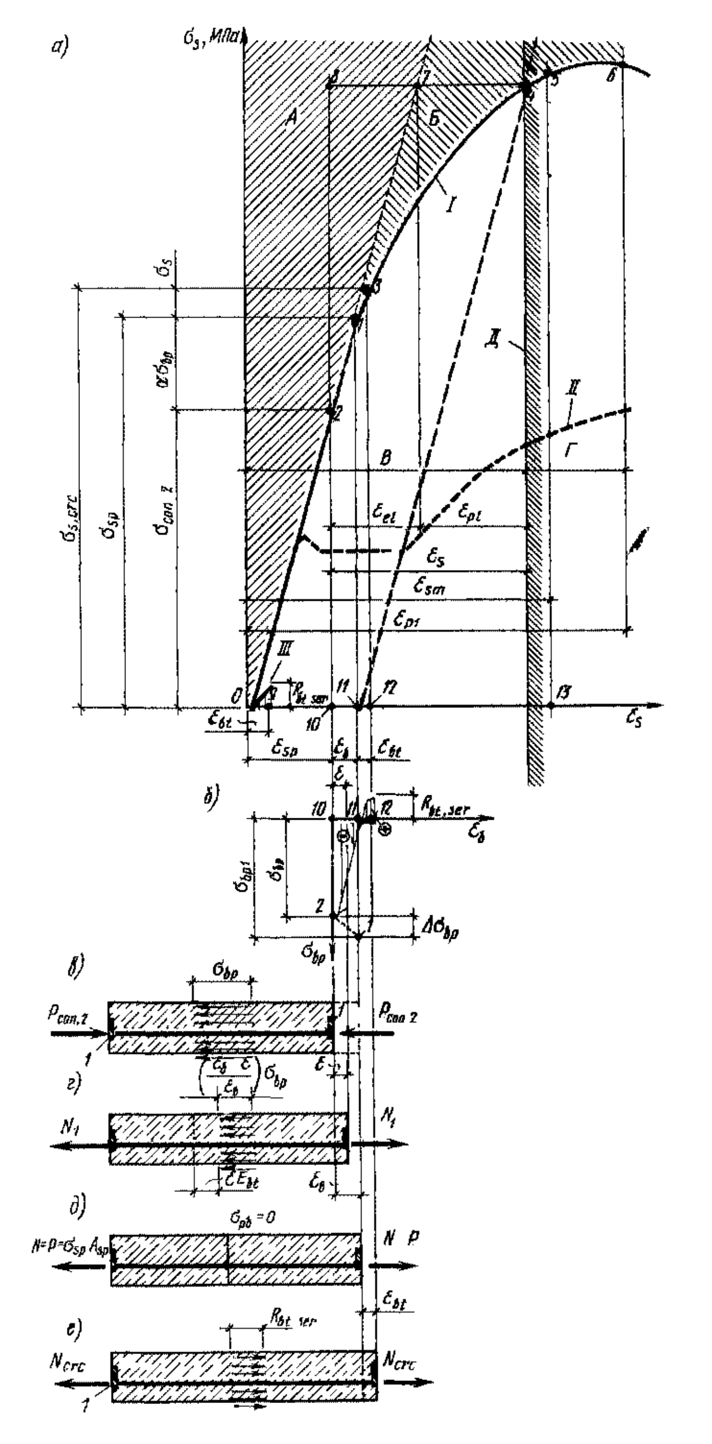


Рис. 15 Диаграмма $\sigma_s - \varepsilon_s$ центрально-растянутых предварительно напряженных элементов

а – диаграммы растяжения элементов, *I*, *II*, *III* – диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_s$, соответственно напрягаемой высокопрочной и ненапрягаемой (для сравнения) арматуры и растяжения бетона, *б* – диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ предварительно напряженного элемента, *в*, *г*, *д*, *е* – состояние предварительно напряженного элемента соответственно после обжатия напрягаемой арматурой, после растяжения элемента на величину ε внешней силой N_1, в момент погашения обжатия бетона и перед началом образования трещин, *А* – область упругих деформаций арматуры, *Б* – область пластических (необратимых) деформаций арматуры; *В* – область влияния предварительного напряжения арматуры на работу элемента, *Г* – область отсутствия влияния предварительного напряжения арматуры на работу элемента, *Д* – граница полного погашения предварительного напряжения арматуры σ_{sp}; *1* – специальные анкеры на торцах арматуры (при необходимости)

жений стали и других еще не успели проявиться)

Вследствие этого начальные предварительные напряжения растяжения в арматуре снизятся на $\Delta\sigma_{sp} = \alpha\sigma_{bp}$, а напряжения обжатия бетона σ_{bp1} – на величину $\Delta\sigma_{bp}$ (см рис. 15, *б*).

Установившееся предварительное напряжение растяжения в арматуре, равное $\sigma_{con\,2} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp}$ (рис 15, *а*, точка *2*), будет уравновешиваться напряжением предварительного обжатия бетона σ_{bp} (рис 15, *б* и *в*)

$$\sigma_{bp} = \sigma_{bp1} - \Delta\sigma_{bp} = A_{sp}\sigma_{con\,2}/A \tag{6}$$

С этими предварительными напряжениями в арматуре $\sigma_{con\,2}$ и в бетоне σ_{bp} железобетонный элемент (см рис. 15, *в*) поступает на строительную площадку

Рассмотрим принципиальное отличие предварительно напряженных конструкций от конструкций без предварительного напряжения.

● Еще до приложения внешней нагрузки в арматуре предварительно напряженных конструкций действуют значительные предварительные напряжения растяжения $\sigma_{con\,2}$ (см рис 15, *а*, точка *2*), обжимающие (σ_{bp}) бетон элементов (см. рис. 15, *б* и *в*).

Внешняя растягивающая сила N (рис. 15, *г*) вызывает относительное удлинение предварительно напряженного элемента, равное ε Вследствие этого предварительное обжатие бетона σ_{bp} погасится на $\Delta\sigma_{bp} = \varepsilon E_{bt} = \varepsilon E_b$, так как начальные модули упругости бетона при растяжении и сжатии равны

$$N = A\Delta\sigma_{bp} = A\varepsilon E_b \tag{7}$$

С возрастанием внешней нагрузки N будет возрастать ε вплоть до величины упругого обжатия бетона ε_b Для того чтобы ε сравнялось с ε_b, необходимо, чтобы сила N возросла до силы предварительного обжатия бетона

$$N = A\varepsilon_b E_b = P_{con\,2} = A_{sp}\sigma_{con\,2} \tag{8}$$

Как только это произойдет, предварительное обжатие бетона σ_{bp} будет полностью погашено (рис 15, *д*), $\sigma_{bp} - \varepsilon_b E_b = 0$, а напряжение в арматуре достигнет σ_{sp} (см рис 15, *а* точка *1*).

● При величине внешней силы N, равной силе предварительного напряжения

арматуры $P = \sigma_{sp}A_{sp}$ (рис 15, *д*), происходит полное погашение предварительного обжатия бетона С дальнейшим возрастанием внешней нагрузки N в бетоне появятся растягивающие напряжения σ_{bt}, которые будут возрастать вплоть до расчетного сопротивления (предела прочности бетона на растяжение) $R_{bt\ ser}$ (рис. 15, *е*), точно так же, как и в железобетонных элементах (см рис 15, *а* кривая *III*), без предварительного напряжения Как только относительное удлинение бетона достигнет предельной величины $\varepsilon_{btu} \approx \approx 0{,}00015$, в предварительно напряженном элементе, как и в железобетонном элементе без предварительного напряжения, появится трещина Прирост напряжений в арматуре σ_s (см рис 15, *а*, участок *1...3*) предварительно напряженного элемента, как и в арматуре железобетонного элемента (рис 15, *б*), к моменту трещинообразования составляет

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = 2\alpha R_{bt\ ser} \tag{9}$$

За счет предварительного обжатия бетона предварительно напряженной арматурой сила $N_{p,crc}$ (см. рис 15, *е*), вызывающая появление первых трещин в преднапряженных конструкциях, возрастает по сравнению с железобетонными конструкциями на силу предварительного напряжения арматуры. Сила N_{crc}, вызывающая появление трещин в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения, равна

$$N_{crc} = AR_{bt\ ser} + 2\alpha A_s R_{bt,ser} \tag{10}$$

Сила $N_{p,crc}$, вызывающая появление трещин в предварительно напряженных конструкциях, в 2 3 раза больше силы N_{crc}

$$N_{p,crc} = AR_{bt,ser} + 2\alpha A_{sp} R_{bt\ ser} + A_{sp}\sigma_{sp} \tag{11}$$

● Следовательно, трещиностойкость предварительно напряженных конструкций в 2 . 3 раза больше трещиностойкости железобетонных конструкций без предварительного напряжения Это обусловлено тем, что предварительное обжатие арматурой бетона, определяемое участком *11 10* (см рис 15, *а*), значительно превосходит предельную деформацию растяжения бетона, определяемую участком *11 12*, потому что предельное укорочение бетона при сжатии в среднем в 13 раз превосходит величину его предельного удлинения при растяжении Общий размер возможной деформации бетона от предельного растяжения определяется участком *10 12*, величина которого в несколько раз превышает предельную растяжимость необжатого бетона (участок *0 9*) Деформации растяжения предварительно напряженного бетона становятся соизмеримыми с деформациями высокопрочной арматуры, определяемыми участком *0 13* Точка *9* характеризует образование трещин в железобетонных конструкциях, а точка *11* – в предварительно напряженных конструкциях

Чем выше натяжение арматуры и сильнее обжатие бетона, тем меньше участок *12 13*, на котором происходит образование и раскрытие трещин При совпадении точек *12* и *13* трещины в предварительно напряженном элементе не образуются вплоть до разрыва арматуры При растяжении железобетонного элемента бетон может деформироваться совместно с арматурой только в пределах участка *0 9* (см рис 15, *а*), а на протяжении участка *9 13* и далее в нем происходит образование новых трещин и раскрытие старых

После погашения предварительного обжатия бетона работа конструкций под нагрузкой напоминает работу железобетонных конструкций без предварительного напряжения, прирост напряжений в арматуре к моменту образования трещин в предварительно напряженных (участок *11 12*) и железобетонных (отрезок *0 9*) конструкциях равен $\sigma_s = 2\alpha R_{bt,ser}$

При достаточно пластичной арматуре с последующим возрастанием внешней нагрузки N напряжения в арматуре могут возрастать (рис 15, *а*, участок *3...4*), а трещины в бетоне интенсивно раскрываться С ростом напряжений одновременно с упругими ε_{el} (участок *8 7*) растут и необратимые деформации арматуры ε_{pl} (участок *7 4*), постепенно погашающие ее предварительное напряжение Как только величина необратимых деформаций арматуры ε_{pl} возрастет до величины предварительно заданных упругих деформаций арматуры $\varepsilon_{sp} + \varepsilon_b$ (участок *0 11*), наступит момент полного погашения (ис-

чезновение вследствие проявления неупругих удлинений) предварительных напряжений арматуры σ_{sp} Это характеризуется тем, что в случае действительной или воображаемой разгрузки элемента от внешней нагрузки напряжения в арматуре снизятся до нуля (прямая *4 11*) и в ней возникнут остаточные деформации (участок *0 11*), равные предварительно заданному относительному удлинению $(\varepsilon_{sp}+\varepsilon_b)$ при предварительном напряжении арматуры Прирост деформаций предварительно напряженной арматуры к моменту полного погашения ее предварительных напряжений

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \qquad (12)$$

Последующее возрастание внешней нагрузки может повышать напряжения в арматуре (участок *4 5*) При этом полное относительное удлинение предварительно напряженной арматуры составит $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sp}$, где ε_{sm} – предельное относительное удлинение той же арматуры от внешней нагрузки, не подвергнутой предварительному напряжению Следовательно, предварительное напряжение арматуры не оказывает какого-либо влияния на ее конечную прочность Предварительно напряженную арматуру в конечном итоге разорвет только внешняя сила, которая разорвет такую же арматуру без предварительного напряжения Исследования показывают, что предварительно напряженная арматура в предельном состоянии элемента может показать бóльшую прочность по сравнению с арматурой-близнецом, не подвергавшейся предварительному напряжению Это обусловлено эффектом упрочнения арматуры при ее предварительном напряжении Упрочнение тем больше, чем выше уровень предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp}/\sigma_{0\ 2}$, и может достигать 20% Нормы учитывают влияние упрочнения предварительно напряженной арматуры на несущую способность элементов

Сказанное относится ко всей стержневой и высокопрочной проволочной арматуре В любой этой арматуре до момента ее разрыва успевают проявиться необратимые деформации $\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{sp} + \varepsilon_b$, полностью погашающие ее предварительное напряжение Это обусловливается тем, что для всех видов рекомендованной арматуры относительное удлинение от ее предварительного напряжения всегда оказывается не более резерва относительных удлинений ненапрягаемой арматуры (участок *5 6*), т. е. $\varepsilon_{sp}+\varepsilon_b \leqslant \varepsilon_{p1}-\varepsilon_{sm}$ При несоблюдении этого условия к моменту разрыва арматуры внешней силой не успеет погаситься ее предварительное напряжение, что повлечет за собой хрупкое разрушение предварительно напряженной конструкции Хрупкое разрушение может произойти и до образования трещин, если разрушающий момент от внешних сил меньше момента трещинообразования элемента, $M_u < M_{crc}$ Применение таких элементов нормами запрещено

Прочность предварительно напряженных конструкций не зависит от величин предварительного напряжения арматуры Вот почему расчет на прочность любых предварительно напряженных конструкций ничем не отличается от расчета на прочность железобетонных конструкций без предварительного напряжения

Все сказанное позволяет заключить, что природа предварительно напряженных конструкций та же, что и железобетонных конструкций без предварительного напряжения Создание предварительных напряжений растяжения в арматуре и обжатия бетона до приложения эксплуатационных нагрузок не оказывает значительного влияния на основные физико-механические свойства железобетона.

● Предварительно напряженные конструкции являются общим видом железобетонных конструкций, а железобетонные конструкции без предварительного напряжения являются всего лишь их частным случаем При этом необходимо иметь в виду, что предварительное обжатие бетона существенно повышает трещиностойкость наклонных сечений и границу переармирования и заметно может понизить прочность сжатой зоны сечения

2. Преимущества. ● В предварительно напряженных конструкциях представляется возможность использовать высокоэкономичную стержневую арматуру повышенной прочности и высокопрочную проволочную арматуру, позволяющих

в среднем до 50% сокращать расход дефицитной стали в строительстве Предварительное обжатие растянутых зон бетона значительно отдаляет момент образования трещин в растянутых зонах элементов, ограничивает ширину их раскрытия и повышает жесткость элементов, практически не влияя на их прочность.

● Предварительно напряженные конструкции часто оказываются экономичными для зданий и сооружений с такими пролетами, нагрузками и условиями работы, при которых применение железобетонных конструкций без предварительного напряжения технически невозможно или вызывает чрезмерно большой перерасход бетона и стали для обеспечения требуемой жесткости и несущей способности конструкций Применение предварительного напряжения позволяет наиболее рационально выполнять стыки сборных элементов конструкций, обжимая их напрягаемой арматурой При этом существенно сокращается расход дополнительного металла в стыках или совсем отпадает необходимость в его применении

● Предварительное напряжение позволяет расширить использование сборных и сборно-монолитных конструкций составного сечения, в которых бетон повышенной прочности применяется только в заранее изготовленных предварительно напряженных элементах, а основная или значительная часть конструкций выполняется из тяжелого или легкого бетона, не подвергаемого предварительному напряжению

● Предварительное напряжение, увеличивающее сопротивление конструкций образованию трещин, повышает их выносливость при работе на воздействие многократно повторяющейся нагрузки Это объясняется уменьшением перепада напряжений в арматуре и бетоне, вызываемого изменением величины внешней нагрузки Правильно запроектированные предварительно напряженные конструкции безопасны в эксплуатации, так как показывают перед разрушением значительные прогибы, предупреждающие об аварийном состоянии конструкций

● С возрастанием процента армирования сейсмостойкость предварительно напряженных конструкций во многих случаях повышается (особенно при тавровых сечениях с полкой в сжатой зоне и легких бетонах) Это объясняется тем, что благодаря применению более прочных и легких материалов сечения предварительно напряженных конструкций в большинстве случаев оказываются меньшими по сравнению с железобетонными конструкциями без предварительного напряжения той же несущей способности, а следовательно, более гибкими и легкими Повышению сейсмостойкости способствует также пространственная работа зданий и сооружений в целом, получаемая обжатием их отдельных частей предварительно напряженной арматурой Наиболее сейсмостойкими являются напряженные конструкции, обладающие существенным превышением несущей способности над пределом трещиностойкости Именно поэтому нормы рекомендуют принимать $M_{crc} \leqslant \leqslant 0{,}75 M_u$, где M_{crc} – момент трещинообразования, M_u – предельный (разрушающий) момент

3. Недостатки. Железобетонным конструкциям с предварительно напряженной арматурой присущи следующие основные недостатки

● Предварительно напряженные конструкции характеризуются повышенной трудоемкостью проектирования и изготовления Они требуют большей тщательности в расчете и конструировании, при изготовлении, хранении, транспортировании и монтаже, так как еще до приложения внешних нагрузок в сечениях их элементов могут возникнуть недопустимые сжимающие или растягивающие напряжения, способные привести в аварийное состояние Например, в торцах предварительно напряженных конструкций при сосредоточенном и неравномерном приложении усилий обжатия могут возникнуть продольные трещины, существенно снижающие их несущую способность Если не учитывать спепифические особенности создания предварительного напряжения, то условия работы под нагрузкой всей конструкции или отдельных ее частей могут ухудшаться

Большие усилия, передаваемые напрягаемой арматурой на бетон конструкции в момент отпуска натяжных устройств, могут привести к полному разрушению ее в процессе обжатия или местному по-

вреждению, к проскальзыванию напрягаемой арматуры вследствие нарушения ее сцепления с бетоном. Поэтому нормы требуют в обязательном порядке тщательно проверять прочность предварительно напряженных конструкций в стадии обжатия, при хранении, транспортировке и монтаже и выполнять предусмотренные конструктивные требования. Предварительно напряженные конструкции требуют усложнения и повышения металлоемкости опалубки, трудоемкости армирования, увеличения расхода металла на закладные детали и на монтажную арматуру

● За счет применения материалов повышенной прочности масса предварительно напряженных конструкций оказывается значительно меньше массы железобетонных конструкций без предварительного напряжения, однако она остается выше массы металлических и особенно деревянных конструкций Широкое внедрение в практику строительства конструкций из легких и ячеистых бетонов, армоцемента, ажурных тонкостенных пространственных, сетчатых и висячих конструкций позволяет значительно приблизить массу предварительно напряженных конструкций к массе металлических конструкций

● Большая тепло- и звукопроводность железобетона требует усложнения конструкции и дополнительного применения прокладок из тепло- и звукоизолирующих материалов

● Усиление предварительно напряженных конструкций не сложнее усиления железобетонных конструкций, но значительно сложнее усиления стальных и особенно деревянных конструкций Производство работ по усилению предварительно напряженных конструкций отличается большой сложностью, трудоемкостью и стоимостью.

● Предварительно напряженные конструкции несгораемы, но их огнестойкость ниже огнестойкости железобетонных конструкций без предварительного напряжения Это связано с тем, что критические температуры, до которых возможно безопасное нагревание предварительно напряженной арматуры, ниже по сравнению с ненапрягаемой арматурой Например, прочность высокопрочной проволоки, подвергнутой холодной обработке (имеющей наклеп), начиная с температуры 200 °С, заметно понижается и при 600 °С составляет около 2/3 первоначальной прочности Стержневая арматура периодического профиля, упрочненная вытяжкой ($R_{sn} \geqslant 450$ МПа), теряет наклеп при температуре свыше 400 °С Таким образом, при пожаре огнестойкость предварительно напряженных конструкций окажется обеспеченной, если не будет превышена критическая температура для данного типа арматуры Достичь этого возможно только при увеличении защитного слоя бетона

Нормы допускают применение предварительно напряженных конструкций из тяжелого и легкого бетона на цементном вяжущем при систематическом периодическом воздействии повышенных (температура нагрева не должна изменяться более одного раза в сутки на 30 °С и одного раза в неделю – на 100°) и стационарном воздействии технологических температур до 200 °С При бóльших температурах рекомендуется применение жаростойкого железобетона

● Предварительно напряженные конструкции отличаются недостаточной коррозийной стойкостью Коррозия цементного камня в бетоне может происходить за счет 1) выщелачивания из него извести мягкими водами, обусловливающего образование на поверхности бетона белых подтеков («белая смерть» бетона); 2) образования растворимых и уносимых водой продуктов, связанных с обменными реакциями при действии на бетон растворов кислот и некоторых солей, 3) образования кристаллизующихся солей в порах и капиллярах бетонных элементов, например при действии растворов сульфатов, приводящих к растрескиванию элементов (цементная бацилла) Все три вида коррозии цементного камня снижают защитные свойства бетона по отношению к арматуре и могут вызвать опасную коррозию арматуры

Коррозия арматуры может возникнуть также вследствие недостаточного содержания цемента в бетоне, наличия в нем вредных добавок (например, поваренной соли), раскрытия трещин более 0,4 мм, недостаточной толщины защитного слоя, малой плотности бетона Кор-

розийные поражения резко снижают несущую способность и пластические свойства высокопрочной арматуры, вызывают растрескивание термически упрочненной арматуры, что вызывает внезапное хрупкое разрушение предварительно напряженных конструкций Основные мероприятия по защите железобетона от коррозии сводятся к следующему. предупреждение образования трещин или ограничение их раскрытия, ограничение степени агрессивности окружающей среды, применение плотных и водонепроницаемых бетонов на специальных сульфатостойких цементах; защита поверхностей разнообразными полимерными материалами, кислотоупорной штукатуркой, керамической облицовкой, оклеечной и обмазочной изоляцией, перерасход арматуры до 10 20%; увеличение защитного слоя бетона до 25 мм

Нефть и ее погоны уменьшают сопротивление бетона растяжению, сжатию и сцепление с арматурой, вследствие чего бетон становится проницаемым для жидкостей

Растительные и животные масла и жиры, особенно прогорклые, содержат жирную кислоту, которая омыляет известь бетона и образует разрушающее бетон известковое мыло

Сахар, сиропы, патока образуют с известью растворимые соли – сахараты, которые быстро разрушают свежий бетон

Спирты сами по себе не вредны, не извлекая из бетона воду, высушивают его и прекращают процесс твердения Перечисленные основные недостатки железобетонных конструкций незначительны по сравнению с их многочисленными крупными достоинствами Отрицательное влияние многих недостатков может быть существенно снижено высококачественными проектированием, изготовлением, монтажом и эксплуатацией железобетонных конструкций Вот почему, несмотря на короткую историю развития ($\approx$ 135 лет), они получили массовое распространение при строительстве самых ответственных и уникальных зданий и сооружений Нет ни одной области капитального строительства, в которой с успехом не могли бы быть использованы современные железобетонные конструкции и особенно предварительно напряженные При правильной эксплуатации железобетонные конструкции могут служить длительное время без снижения несущей способности, потому что прочность бетона возрастает с течением времени и он надежно защищает арматуру от коррозии

§ 6. Виды железобетонных конструкций

Железобетонные конструкции – сборные, монолитные, сборно-монолитные – выбирают путем технико-экономического сравнения запроектированных вариантов зданий по приведенным затратам, энергоемкости, трудоемкости, расходу дефицитной стали, надежности, долговечности, технологичности возведения, эстетическим воздействиям на человека

1. Сборные конструкции. Под сборными понимают конструкции, возведение которых на строительной площадке производят из заранее изготовленных элементов В целях повышения эффективности производства и качества продукции сборные элементы изготовляют на высокомеханизированных и автоматизированных предприятиях сборного железобетона, специализированных на выпуск определенного ассортимента изделий и конструкций

При строительстве самых разнообразных зданий сборные железобетонные конструкции оказываются наиболее эффективными, так как их возведение не зависит от погодных условий Они способствуют индустриализации и максимальной механизации строительства Осуществление программы капитальных работ, предусмотренной решениями XXVII съезда КПСС, немыслимо без дальнейшего бурного развития и совершенствования индустрии сборного железобетона Установлено, что 2,2 2,5 м^3 сборного железобетона заменяют 1 т металлоконструкций При этом стоимость железобетонных конструкций массового производства ниже, чем металлоконструкций

Основной недостаток сборных конструкций заключается в трудоемкости, высокой стоимости и металлоемкости стыков их элементов, в снижении жесткости элементов и конструкций в целом вследствие нарушения общей простран-

ственной неразрезности (статической неопределимости)

2. Монолитные конструкции. Под монолитными понимают конструкции, возведение которых осуществляют непосредственно на строительной площадке укладкой бетонной смеси (товарного бетона) в заранее приготовленную опалубку В результате специфических недостатков их все более вытесняют сборные железобетонные конструкции

● Основные недостатки монолитного бетона 1) сезонность работ, 2) устройство трудоемких и дорогостоящих опалубки и подмостей, 3) продолжительность сроков строительства, зависящая от длительности твердения бетона в естественных условиях, 4) низкая индустриализация строительства, объясняющаяся особенностями приготовления бетонной смеси, ее транспортирования и укладки, распалубки и т д

Удельный вес себестоимости и трудоемкости производства конструкций из монолитного железобетона по элементам затрат (включая стоимость материалов) приведен в табл 1

Таблица 1 **Удельный вес себестоимости и трудоемкости производства конструкций из монолитного железобетона**

Виды работ	Удельный вес %	
	по себестоимости	по трудоемкости
Опалубочные	18	41
Приготовление бетонной смеси (включая стоимость материалов)	41	9
Арматурные	24	19
Транспортирование бетонной смеси	5	6
Укладка бетонной смеси и уход за бетоном	12	25

Из табл 1 видно, что основные резервы снижения стоимости монолитного железобетона заключаются в уменьшении расхода бетона и арматуры, опалубочных материалов, снижении трудоемкости опалубки, укладке бетонной смеси и уходе за бетоном

● Основное достоинство монолитных конструкций заключается в их пространственной неразрезности (высокой статической неопределенности), что обеспечивает монолитным конструкциям меньшую материалоемкость по сравнению с другими видами железобетонных конструкций Именно поэтому они находят широкое применение при строительстве типовых и разнообразных уникальных зданий, возводимых индустриальным способом передвижная, щитовая или блочная инвентарная или децевая несъемная (из армоцемента, стеклоцемента) опалубка, унифицированные пространственные армокаркасы и крупные арматурные блоки, механизированное приготовление, подача и укладка бетона

Конструкции, трудно поддающиеся членению, например бассейны для плавания, фундаменты под оборудование и сооружения с мощными динамическими нагрузками (турбогенераторы, молоты), фундаменты под прокатное оборудование и пр, тоже выполняют монолитными В каждом случае применение монолитного железобетона должно быть экономически обосновано

3. Сборно-монолитные конструкции. Под сборно-монолитными принято понимать комплексные конструкции, в которых сборный и монолитный железобетон, укладываемый на месте строительства, работает под нагрузкой как одно целое Этого достигают надежным сцеплением сборных элементов с монолитным бетоном посредством выбора формы и размеров сборных элементов, насечки их поверхности, применения в необходимых случаях напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, сварки закладных деталей и выпусков арматуры

В сжатой зоне сборно-монолитных конструкций можно не предусматривать шпонок, если поверхность сборных элементов шероховата и если скалывающие напряжения по поверхности контакта между сборным элементом и монолитным бетоном не превышают $^1/_4 R_{bt}$ На поверхности контакта сборных элементов с монолитным бетоном предусматривают по расчету или конструктивно выпуск поперечной арматуры с надежной анкеровкой в дополнительно уложенном монолитном бетоне Сборный железобетон в сборно-монолитных конструкциях одновременно является опалубкой для монолитного железобетона и воспринимает все нагрузки в монтажный период

Сборно-монолитный железобетон удачно сочетает положительные качества сборного и монолитного железобетона, благодаря чему является весьма экономичным

Сборные элементы позволяют возводить здания теми же индустриальными методами, что и при строительстве полносборных зданий, а монолитный железобетон – достигать их необходимой пространственной жесткости, что существенно снижает расход стали и бетона по сравнению с полносборными зданиями В монолитных частях сборно-монолитных конструкций, работающих в основном на сжатие, можно широко использовать ячеистые и легкие бетоны на местных естественных или искусственных пористых заполнителях, что способствует облегчению конструкции и, следовательно, дальнейшему их удешевлению Сборные элементы целесообразно применять предварительно напряженными

Различают сборно-монолитные конструкции с высоким (до 90%) и низким (до 25%) процентом содержания сборных элементов Преимущество первых конструкций заключается в высокой индустриальности изготовления и монтажа, а вторых – в повышенной монолитности (неразрезности) Сборно-монолитные конструкции рассчитывают в обеих стадиях работы до приобретения бетоном замоноличивания заданной прочности – на воздействие собственного веса этого бетона и нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции, после приобретения бетоном замоноличивания заданной прочности – на нагрузки, действующие на данном этапе возведения и при эксплуатации конструкции

Глава 2

Свойства материалов железобетонных и каменных конструкций

§ 7. Прочностные характеристики бетона

1. Классификация. Под бетоном понимают комплексный строительный материал, в котором крупные и мелкие каменные заполнители, соединенные вяжущим (цемент, жидкое стекло, полимерцемент), сопротивляются нагрузкам как одно монолитное тело Хотя бетон представляет собой материал грубо неоднородной структуры, ему можно придавать вполне определенные наперед заданные прочностные, деформативные и физические свойства

Под прочностными свойствами бетона принято понимать нормативные и расчетные характеристики бетона при сжатии и растяжении, сцепление бетона с арматурой

Под деформативными свойствами бетона понимают сжимаемость и растяжимость бетона под нагрузкой, ползучесть и усадку, набухание и температурные деформации

К физическим свойствам бетона относят водонепроницаемость, морозо-жаростойкость, коррозионную стойкость, огнестойкость, тепло- и звукопроводность, кислотостойкость и др

Физико-механические свойства бетона зависят от способа его изготовления и материалов вяжущего, крупного и мелкого заполнителя и воды Они определяются структурой бетона и условиями его твердения

● В зависимости от требований морозостойкости, водонепроницаемости, огнестойкости, жаростойкости, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды бетоны классифицируют по

1) *структуре* – плотный бетон, в котором пространство между зернами заполнителя полностью занято затвердевшим вяжущим, крупнопористый (малопесчаный и беспесчаный) – с частично заполненным пространством между зернами заполнителя, поризованный, в котором вяжущее между зернами заполнителя поризовано с помощью специальных добавок, ячеистый – с искусственно созданными замкнутыми порами, повышение плотности структуры бетона ведет к повышению его прочности Необходимую плотность бетона достигают посредством подбора зернового состава, механического уплотнения бетонной смеси при формировании, применение достаточного количества цемента, снижения водоцементного отношения Чем выше марка цемента по отношению к требуемой прочности бетона, тем меньше требуется цемента,

2) *средней плотности* (кг/м^3) особо тяжелые со средней плотностью более 2500, тяжелые – 2200 2500, облегченные – 1800 2200, легкие – 500 1800,

3) *виду вяжущего* – цементные, полимерцементные, на известковом вяжущем (селикатные), гипсовом вяжущем, смешанных и специальных вяжущих;

4) *виду заполнителей* – на плотных естественных заполнителях (гравий или щебень горных пород, кварцевый песок), на пористых естественных (перлит, пемза, ракушечник) или искусственных (керамзит, шлак) заполнителях, на специальных заполнителях, удовлетворяющих требованиям биологической защиты, жаростойкости, химической стойкости Обычно щебень предпочитают гравию, так как он позволяет дешевле и быстрее обеспечивать оптимальный зерновой состав бетона заданной плотности и прочности В зависимости от вида пористых заполнителей различают керамзитобетон, шлакобетон, перлитобетон, пемзобетон и т д ,

5) *зерновому составу* – крупнозернистый с крупными и мелкими заполнителями, мелкозернистый с мелкими заполнителями,

6) *условиям твердения* – бетон естественного твердения, бетон, подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении или автоклавной обработке при высоком давлении

Бетоны, применяемые для несущих железобетонных конструкций, сокращенно называют

тяжелый бетон – бетон плотной структуры, на плотных заполнителях, крупнозернистый на цементном вяжущем, при любых условиях твердения, средней плотностью 2200.. 2500 кг/м^3,

мелкозернистый бетон – бетон плотной структуры, тяжелый, на мелких заполнителях, на цементном вяжущем, при любых условиях твердения, средней плотностью более 1800 кг/м^3,

легкий бетон – бетон плотной и поризованной структуры, на пористых заполнителях, крупнозернистый, на цементном вяжущем, при любых условиях твердения, при равной прочности, морозостойкости и водонепроницаемости применяют в конструкциях наравне с тяжелым бетоном,

ячеистый бетон автоклавного и неавтоклавного твердения,

специальный напрягающий бетон

Основные преимущества облегченных и особенно легких бетонов заключаются в возможности понизить (до 25% и более) массу железобетонных конструкций, а следовательно, уменьшить их стоимость, улучшить звукоизолирующие и теплозащитные свойства, повысить сейсмостойкость и огнестойкость Бетоны легкие, ячеистые и поризованные со средней плотностью 1400 кг/м^3 и менее применяют преимущественно для ограждающих конструкций Плотные мелкозернистые бетоны используют наравне с тяжелыми и для заполнения швов сборных конструкций При строительстве атомных реакторов (для биологической защиты от излучений) применяют специальные особо тяжелые бетоны со средней плотностью более 2500 кг/м^3

Под морозостойкостью понимают способность материала в увлажненном состоянии сопротивляться разрушающему воздействию попеременного замораживания и оттаивания Бетон является морозостойким, если он выдерживает 50 500 и более циклов попеременного замораживания и оттаивания Решающее влияние на морозостойкость бетона оказывают водоцементное отношение и структура

Под водонепроницаемостью понимают способность материала не пропускать воду Тяжелый бетон и бетон на пористых заполнителях фильтруют воду Это обусловлено тем, что при водоцементном отношении В/Ц > 0,2 свободная вода, не связанная химически с цементом, при испарении образует в бетоне поры. Значение коэффициента фильтрации возрастает с увеличением градиента напора Поэтому в напорных сооружениях применяют плотные бетоны с ограниченным коэффициентом фильтрации Плотность бетона повышают посредством разнообразных добавок Водопроницаемость железобетона существенно может увеличиться в результате дефектов его структуры под горизонтально расположенными стержнями, образуя там сквозные каналы

Под огнестойкостью понимают способность материала сохранять прочность

при пожаре (1000...1100 °С) Бетон является более огнестойким материалом, чем сталь, так как при температурах пожара он практически сохраняет свои прочностные и деформативные свойства Конструкции из стали обрушиваются уже при температуре 600 700 °С. Повышение огнестойкости железобетонных конструкций достигают увеличением защитного слоя бетона до 3 4 см

Под жаростойкостью понимают способность бетона сохранять прочность при длительном воздействии высоких температур (выше 200 °С) Длительное воздействие высоких температур разрушает обычный тяжелый бетон и бетон на пористых заполнителях вследствие обезвоживания цементного камня, деформаций цементного камня и заполнителей Поэтому нормы запрещают применять обычный бетон при длительном воздействии температур свыше 50 °С В целях увеличения жаростойкости бетона применяют специальные заполнители базальт, диабаз, хромит, шамот, доменные шлаки и вяжущее глиноземистый цемент, портландцемент с добавками, жидкое стекло В охлажденном состоянии сцепление бетона с арматурой периодического профиля сохраняется Жаростойкий бетон применяют для фундаментов доменных печей и разнообразных тепловых агрегатов, туннельных печей

Под коррозионной стойкостью понимают способность материала не вступать в химическую реакцию с окружающей средой Эксплуатационные условия большинства зданий и сооружений являются нормальными для бетона, поэтому в нем не происходит никаких коррозионных процессов В агрессивных средах (жидких или газообразных) коррозионная стойкость бетонов снижается

2. Структура. Структура оказывает решающее влияние на прочностные и деформативные характеристики бетона Она грубо неоднородна и зависит от многочисленных факторов зернового состава крупных и мелких заполнителей, объемной концентрации цементного камня, водоцементного отношения, способов уплотнения, условий твердения, степени гидратации цементного камня и др

Структура бетона формируется в виде пространственной решетки из цементного камня, заполненной зернами крупных и мелких заполнителей и пронизанной многочисленными микропорами и капиллярами, содержащими химически несвязанную воду, водяные пары и воздух Поэтому бетон представляет собой капиллярно-пористый каменный материал, в котором нарушена сплошность и присутствуют все три фазы — твердая, жидкая и газообразная

Структура цементного камня в бетоне также сложна и неоднородна Цементный камень состоит из упругого кристаллического состава и наполняющей его вязкой массы — геля Сочетание упругой и вязкой структурных составляющих цементного камня наделяет бетон свойствами упругопластично-ползучего тела Эти свойства проявляются в поведении бетона под нагрузкой и в его взаимодействии с внешней средой Для гидратации зерен клинкера и затвердения цементного камня в бетоне достаточно В/Ц не более 0,2 Для лучшей удобоукладываемости бетонной смеси В/Ц увеличивают до 0,5 0,6 Излишек воды испаряется и образует в цементном камне многочисленные поры и капилляры, что снижает прочность бетона и увеличивает его деформативность Общий объем пор в цементном камне при нормальных условиях твердения составляет 25 40% от объема цементного камня Размеры их весьма малы 60 80% объема пор приходится на долю капилляров с радиусом до 1 мкм (10^{-4} см) С уменьшением В/Ц пористость цементного камня уменьшается и прочность бетона увеличивается Поэтому на предприятиях сборного железобетона применяют преимущественно жесткие бетонные смеси (В/Ц = 0.3 0,4) Бетоны из жестких смесей обладают меньшей деформативностью, требуют меньшего расхода цемента

Теории прочности (максимальных нормальных напряжений, максимальных касательных напряжений и др), предложенные для других материалов, к бетону неприменимы Прочностные и деформативные характеристики бетона в зависимости от его структуры устанавливают экспериментальным путем

3. Основы прочности. Под прочностью твердого тела понимают его способность сопротивляться воздействию внешних

сил, не разрушаясь Прочность бетона зависит от многочисленных факторов структуры, марки и вида цемента, водоцементного отношения, вида и прочности крупных и мелких заполнителей, условий твердения, вида напряженного состояния, формы и размера образцов, длительности загружения Определяющее влияние на прочность бетона оказывает взаимодействие твердой кристаллической части цементного камня с его пластичной гелевой частью Во времени гелевая составляющая уменьшается, а кристаллическая – увеличивается Соотношение во времени между двумя составляющими цементного камня в основном зависит от марки цемента и тонкости помола Чем тоньше помол цемента, тем быстрее рост твердой кристаллической части

В нашей стране в основном производится алитовый портландцемент После твердения он обладает наибольшим отношением твердой кристаллической к пластичной гелевой составляющей цементного камня Вследствие этого алитовый портландцемент оказывается наиболее прочным При одноосном сжатии растягивающие напряжения в сплошной среде отсутствуют, хотя вокруг пор и пустот по продольным площадкам возникают растягивающие структурные напряжения, уравновешиваемые сжимающими напряжениями (рис 16, *а*) Поэтому местные структурные напряжения в явном виде не учитывают, полагая, что влияние их сказывается при определении нормативных прочностных и деформативных характеристик бетона

Вследствие частого и хаотического расположения пустот происходит взаимное наложение растягивающих напряжений (появляется вторичное поле напряжений) Концентрация местных растягивающих напряжений приводит к появлению и развитию микротрещин в бетоне еще задолго до его разрушения В случае одноосного сжатия небольшое количество микротрещин возникает уже при напряжениях $\sigma_b = (0{,}2 \quad 0{,}3)\sigma_{bu}$ (временное сопротивление сжатию призмы) Более интенсивно они развиваются, когда $\sigma_b = (0{,}4. .0{,}6)\sigma_{bu}$ Такие напряження условно называют нижней границей образования микротрещин R_{b1} Если $\sigma_b = (0{,}8. .0{,}85)\sigma_{bu}$, то процесс носит незатухающий ха-

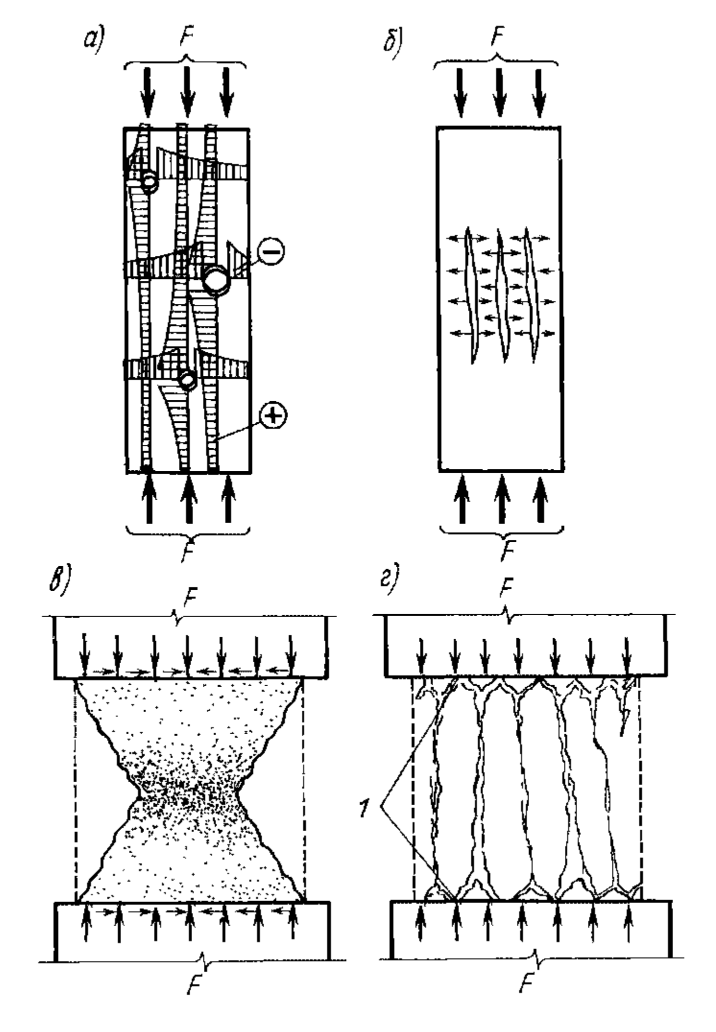


Рис 16 Схема работы бетона при сжатии

а – концентрация напряжений у микро- и макроопор, *б* – разрыв бетона в поперечном направлении; *в* – при наличии трения по опорным плоскостям, *г* – при отсутствии трения; *1* – смазка

рактер и вызывает разрушение сжатого образца (рис 16, *б*) в поперечном направлении При растяжении интенсивное развитие микротрещин происходит при напряжениях $0{,}8\sigma_{btu}$ (временное сопротивление осевому растяжению) и непосредственно предшествует разрыву Опыты показывают, что разрыв бетона происходит при определенном значении удлинения (продольного и поперечного) независимо от напряженного состояния, вызвавшего это удлинение

Отсутствие закономерности в расположении заполнителей в затвердевшем бетоне, а также в размерах и расположении пор приводит к существенному разбросу показателей прочности эталонных образцов, изготовленных из одного бетона Поэтому данные о фактической прочности и деформативности бетона основывают на большом числе экспериментов, выполненных в лабораторных и натурных условиях

На прочность бетона большое влияние оказывает скорость нагружения образцов При замедленном их нагружении прочность бетона оказывается на 10 15% меньше, чем при кратковременном При быстром нагружении (0,2 с и менее) прочность бетона возрастает до 20%

Бетон имеет различную прочность при разных силовых воздействиях сжатии, растяжении, изгибе, срезе В связи с этим различают несколько характеристик прочности бетона кубиковую и призменную прочность, прочность при срезе и скалывании, при многократно повторных нагрузках, при кратковременном, длительном и динамическом действии нагрузок

4. Кубиковая прочность. В железобетонных конструкциях бетон преимущественно используется для восприятия сжимающих напряжений Поэтому за основную характеристику (эталон) прочностных и деформативных свойств бетона принята его прочность на осевое сжатие Все другие прочностные характеристики (на растяжение, местное сжатие и др) и модуль деформаций зависят от прочности бетона на осевое сжатие и определяются по эмпирическим формулам с помощью экспериментальных коэффициентов Наиболее простым и надежным способом оценки прочности бетона в реальных конструкциях является раздавливание на прессе кубов бетона, изготовленных в тех же условиях, что и реальные конструкции За стандартные лабораторные образцы принимают кубы размером 15 × 15 × 15 см, испытывают их при температуре (20 ∓ 2) °С через 28 дн твердения в нормальных условиях (температуре воздуха 15 20 °С и относительной влажности 90 – 100 %)

Временное сопротивление σ_u эталонных кубов принимают за кубиковую прочность бетона

В настоящее время широкое распространение получают экономичные неразрушающие методы оценки прочности бетона в реальных конструкциях и изделиях ультразвуковые, просвечивание проникающими лучами

На величину лабораторно оцениваемой прочности бетона существенно влияет форма и размеры образцов например, чем меньше куб, тем она больше Так, временное сопротивление сжатию бетонных кубов со стороной 10 см на 10% выше, чем прочность эталонных кубов, а прочность куба со стороной в 30 см ниже на 11 13%

Различное временное сопротивление сжатию образцов разной формы объясняется влиянием сил трения, возникающих между гранями образца и опорными плитами пресса, неоднородностью структуры бетона Вблизи опорных плит пресса силы трения, направленные внутрь образца, создают как бы обойму и тем самым увеличивают прочность образцов при сжатии Удерживающее влияние сил трения по мере удаления от торцов снижается, поэтому бетонный куб при разрушении получает форму двух усеченных пирамид, обращенных друг к другу вершинами (рис 16, *в*) При уменьшении сил трения посредством смазки (парафин, стеарин) характер разрушения меняется (рис 16, *г*) вместо выкалывания с боков образца пирамид происходит раскалывание его по трещинам, параллельным направлению действия усилия При этом временное сопротивление бетона сжатию уменьшается Физическую сущность масштабного эффекта раскрывает статистическая теория прочности хрупких материалов

В общем случае прочность бетона при осевом сжатии имеет три характерные границы Первой границей является величина прочности бетона на многократно повторную нагрузку R_f (предел выносливости бетона) (рис 17, *а*), второй – предел длительного сопротивления бетона R_l и третий – кратковременное сопротивление бетона или призменная прочность бетона σ_{bu}

5. Призменная прочность. Под призменной прочностью понимают временное сопротивление σ_{bu} осевому сжатию призмы с отношением высоты призмы h к размеру стороны b квадрата, равном 4 Образцы призматической формы, для которых влияние сил трения меньше, чем для кубов, при одинаковом поперечном сечении показывают меньшую прочность на сжатие При отношении высоты призмы h к стороне $b \geqslant 3...4$ прочность призм на сжатие σ_{bu} остается практически постоянной В реальных конструкциях на-

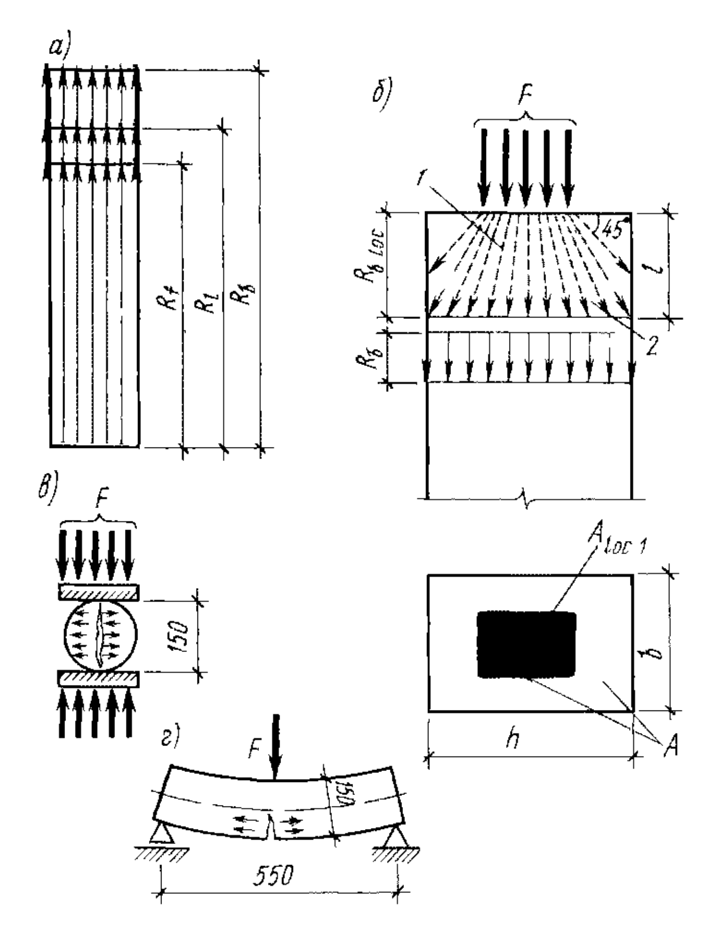


Рис 17 К определению прочности бетона

1 – конус распространения напряжений сжатия, *2* – условное изображение напряжений $R_{b\ loc}$

пряженное состояние бетона приближается к напряженному состоянию призм Поэтому для расчета конструкций на осевое сжатие принята призменная прочность бетона σ_{bu}, ее величина имеет максимальное значение при мгновенном загружении При таком соотношении h/b влияние опорных плит пресса в средней части призмы (участок разрушения), а также гибкости бетонного образца практически не сказывается При этом имеется в виду, что эталонные призмы набирали прочность в нормальных условиях в течение 28 дн и что условия загружения соответствуют требованиям ГОСТа

Призменная прочность σ_{bu} равняется примерно 0,75 кубиковой прочности σ_u для класса бетона B25 и выше и 0,8 для класса бетона ниже B25 За прочность бетона сжатой зоны сечения изгибаемых элементов принимают также σ_{bu}

6. Прочность на смятие (местное сжатие). Опыты показывают, что при действии сжимающей силы N (рис 17,*б*) напряжения в толщу бетона распространяются под углом 45° При этом бетон под площадкой смятия (A_{loc}) может выдерживать напряжения $\sigma_{b\ loc}$, значительно превышающие призменную прочность бетона σ_{bu} Повышение прочности бетона на нагруженной части объясняется удерживающим влиянием бетона ненагруженной части (бетонной обоймой) и в железобетонных конструкциях многоэтажных зданий встречается часто под опорами балок, в стыках сборных колонн, под анкерами предварительно напряженных конструкций Сопротивление бетона на смятие (местное сжатие)

$$\sigma_{b,\ loc} = \gamma_b \beta_b \sigma_{bu}, \tag{13}$$

где $\gamma_b = 1$ – для бетона классов ниже B25, $\gamma_b = 13{,}5\ \sigma_{btu}/\sigma_{bu}$ – для бетона классов B25 и выше, $\beta_b = \sqrt{A_d/A_{loc\,1}} < 1{,}5$ – коэффициент условного увеличения прочности бетона, A_d – площадь бетонного элемента, $A_{loc\,1}$ – площадь загруженной части (площадь смятия)

7. Прочность на осевое растяжение. Из-за трудностей центровки растягивающей силы истинное временное сопротивление бетона на осевое растяжение σ_{btu} получить трудно, поэтому на практике определяют его косвенными методами – по результатам испытания цилиндрических образцов на раскалывание (рис 17,*в*) или изгиба опытных балочек (рис 17,*г*) По разрушающему моменту M_{col} опытной балочки определяют

$$\sigma_{btu} = \gamma M_{col}/W = 3{,}5\ M_{col}/(bh^2),$$

где $\gamma = 1{,}7$ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона сжатой зоны сечения, $W = bh^2/6$ – момент сопротивления балки прямоугольного сечения

Ориентировочное значение σ_{btu} определяют по эмпирической формуле Фере

$$\sigma_{btu} = 3{,}22\gamma \sqrt[3]{\sigma_{bu}^2}, \tag{14}$$

где $\gamma = 0{,}8$ – коэффициент для бетонов класса B25 и ниже, $\gamma = 0{,}7$ – для бетонов класса B30 и выше

Прочность бетона на осевое растяжение имеет сравнительно небольшое значение – не более $0{,}1\sigma_{bu}$ – для бетона класса B10 и $0{,}05\sigma_{bu}$ – для бетона класса B50, так как с повышением класса бетона рост его прочности на осевое растяжение отстает от роста прочности на осевое сжатие

Прочность бетона на осевое растяжение σ_{btu} зависит от прочности на растяже-

ние цементного камня и его сцепления с зернами крупного заполнителя, от увлажнения Причинами низкой прочности при осевом растяжении является неоднородность структуры бетона, наличие внутренних напряжений, слабое или нарушенное сцепление между цементным камнем и заполнителями

8. Прочность при срезе и скалывании. Под чистым срезом понимают разделение элемента на части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы, например $F/2$ (рис. 18, *а*) т е такое напряженное состояние, при котором главные напряжения $|\sigma_1| = |\sigma_3|$, а $|\sigma_2| = 0$, при этом $|\tau_{max}| = |\sigma_1|$.

Под чистым скалыванием понимают взаимное смещение (сдвиг) частей элемента между собой под действием скалывающих (сдвигающих) усилий (рис. 18, *б*) Железобетонные конструкции редко работают на срез и скалывание Обычно срез сопровождается действием продольных сил, а скалывание – действием поперечных сил Сопротивление срезу может возникать в шпоночных соединениях и у опор балок, а сопротивление скалыванию – при изгибе преднапряженных балок до появления в них наклонных трещин, если не обеспечена надежная связь между верхней и нижней частями бетона на опорах Временное сопротивление бетона срезу и скалыванию при изгибе принимают равным $2\sigma_{btu}$

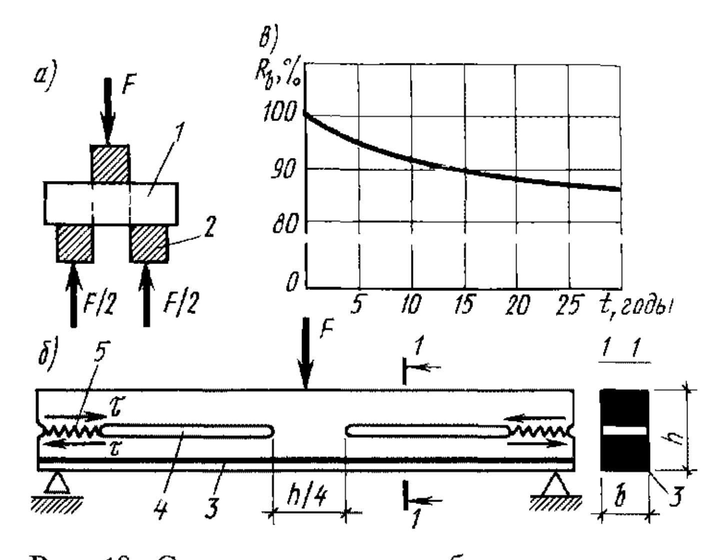


Рис 18 Схемы испытания образцов

а – на срез; *б* – на скалывание *в* – зависимость предела прочности бетона от длительности загружения, *1* – испытуемый образец, *2* – неподвижные стальные опоры, *3* – рабочая арматура· *4* – прорези (щели); *5* – участки, где происходит скалывание бетона

9. Прочность при длительном действии нагрузки. Пределом длительного сопротивления бетона называют наибольшие статические неизменные во времени напряжения, которые он может выдерживать неограниченно долгое время без разрушения При длительном действии нагрузки бетонный образец разрушается при напряжениях меньших, чем при кратковременной нагрузке (рис 18, *в*) Это обусловливается влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и изменением структуры бетона и зависит от режима нагружения, начальной прочности и возраста образцов

Длительное сопротивление σ_l (см рис 17, *а*) может составлять 90% кратковременного σ_{bu} и меньше ($\sigma_l \leq 0{,}90\sigma_{bu}$)

Поэтому при расчете прочности элементов в расчетное сопротивление бетона сжатию R_b и растяжению R_{bt} вводят коэффициент условия работы γ_{b2}, учитывающий влияние на прочность бетона вероятной длительности действия расчетных усилий и условий возрастания прочности бетона во времени Если вследствие нарастания прочности с течением времени уровень напряжений σ_b/R_b постепенно уменьшается, то фактор длительности приложения нагрузки может не оказывать влияния на несущую способность элементов

10. Прочность при многократном действии нагрузки. Под прочностью бетона при многократно повторных (подвижных или пульсирующих) нагрузках σ_f (предел выносливости бетона) понимают напряжение, при котором количество циклов, необходимых для разрушения образца, составляет не менее 10^6 Установлено, что предел выносливости бетона уменьшается с уменьшением коэффициента асимметрии цикла $\rho_b = \sigma_{b\,min}/\sigma_{b\,max}$ (рис 19, *а*), где $\sigma_{b\,min}$ и $\sigma_{b\,max}$ – попеременно возрастающие в бетоне минимальные и максимальные напряжения Предел выносливости бетона σ_f определяют посредством умножения временных сопротивлений бетона σ_{bu} и σ_{btu} на коэффициент условий работы бетона γ_{b1}

Предел выносливости σ_f связан с нижней границей образования микротрещин R_{b1} Если многократно повторная

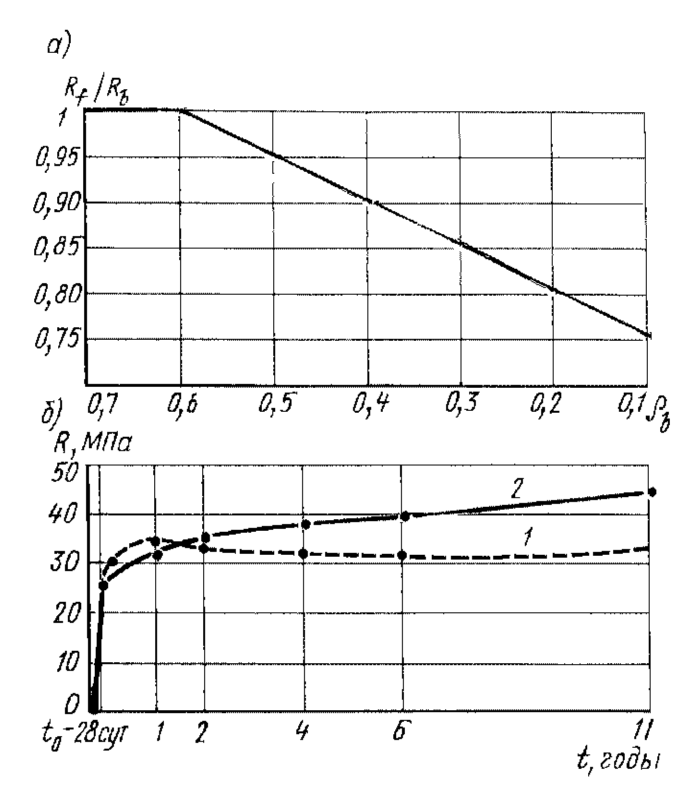


Рис 19. К определению прочности бетона
а – зависимость предела выносливости от коэффициента асимметрии цикла ρ_b; *б* – нарастание прочности бетона во времени; *1* – при хранении в сухой среде, *2* – при хранении во влажной среде

нагрузка вызывает в бетоне напряжения выше границы трещинообразования R_{b1}, то при большом количестве циклов наступает его разрушение В нормах предел выносливости бетона принят в среднем равным $0{,}85\sigma_{bu}$ ($\sigma_f = 0{,}85\sigma_{bu}$) При 10^7 циклов загружения $\sigma_f = 0{,}5\sigma_{bu}$

Длительное сопротивление материалов и их пределы выносливости в зависимости от режима нагружения, нелинейности деформирования, ползучести возраста, начальной прочности могут быть рассчитаны по методике В М Бондаренко

11. Динамическое упрочнение. При кратковременной (ударная, импульсная) динамической нагрузке большой интенсивности получают увеличение временного сопротивления бетона – динамическое упрочнение Оно тем больше, чем меньше время нагружения образца Динамическое временное сопротивление

$$\sigma_{bd} = \gamma_d \sigma_{bu} \tag{15}$$

При времени загружения, равном 0,1 с, коэффициент динамического упрочнения бетона $\gamma_d = 1{,}2$ Явление динамического упрочнения обусловлено энергопоглощающей способностью бетона, работающего упруго в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой

12. Влияние времени и условий твердения на прочность. При благоприятных условиях естественного твердения прочность бетона постепенно увеличивается (10 лет и более, рис 19, *б*) При этом, чем меньше тонкость помола цемента, тем выше скорость и меньше продолжительность роста прочности бетона Наиболее интенсивно бетон набирает прочность в первые 28 сут, поэтому испытания бетона на прочность производят в 28-суточном возрасте Если испытания осуществляют в более раннем возрасте, то их результаты приводят к 28-суточной прочности бетона

Нарастание с течением времени прочности тяжелых бетонов на портландцементе в нормальных условиях твердения можно определить по эмпирической формуле

$$R_n = R_{28} \lg n / \lg 28 = 0{,}7 R_{28} \lg n, \tag{16}$$

где R_n – кубиковая прочность бетона в возрасте n суток, R_{28} – то же, в возрасте 28 сут

Бетоны высоких классов не дают заметного прироста прочности во времени Твердение бетона значительно ускоряется с повышением температуры и влажности среды Поэтому на предприятиях сборного железобетона изделия подвергают тепловлажностной обработке (температура до 90 °С и влажность до 100 %) или специальной автоклавной обработке при высоком давлении пара и температуре порядка 170 °С Эти способы позволяют за сутки получить прочность бетона, равную 70 % от проектной прочности

При температурах ниже + 5 °С твердение бетонов существенно замедляется, а при температуре бетонной смеси – – 10 °С – практически прекращается (рис 20, *а*) За 28 сут твердения при – 5 °С бетон набирает не более 8 % прочности бетона, твердевшего в нормальных условиях, при 0 °С – 40...50 %, при + 5 °С – 70 80 % После оттаивания бетонной смеси твердение бетона возобновляется, но конечная прочность его всегда оказывается ниже прочности бетона, твердевшего в нормальных условиях Бетоны,

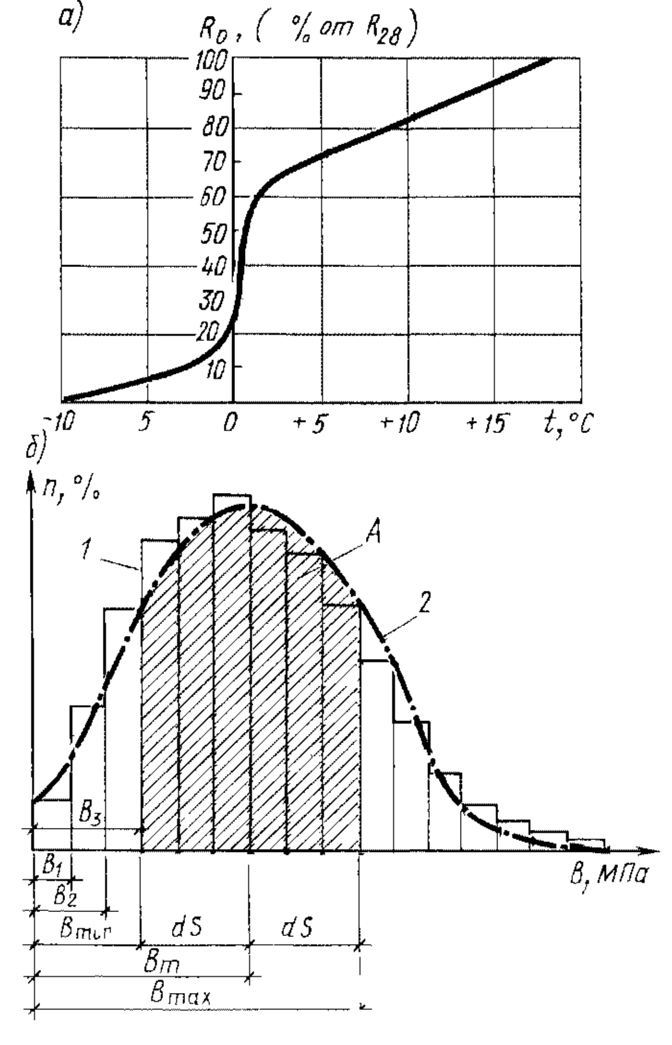


Рис 20 Прочность бетона

а – нарастание прочности бетона к 28 суточному возрасту в зависимости от температуры твердения, *б* – распределение временного сопротивления сжатию бетонных образцов; *1* – гистограмма опытного временного сопротивления образцов, *2* – теоретическая кривая нормального (гауссова) распределения *n* – частота случаев

прочность которых к моменту замерзания составляла не менее 60% от R_{28}, после оттаивания в течение 28 сут набирают проектную прочность

При бетонировании в условиях низких температур (до –30 °С) охлажденную смесь перед укладкой посредством электропрогрева нагревают до температуры +70 °С Применение быстротвердеющих цементов или утепление конструкций позволяет в этом случае набирать бетону в среднемассивных конструкциях (модуль поверхности до 10) до 70% прочности прежде, чем он замерзнет и тем самым исключить влияние замораживания бетона на рост его прочности после оттаивания

Противоморозные добавки (хлористые соли, углекислый калий, азотистокислый натрий) обеспечивают твердение бетона при температурах до –10 °С Добавку принимают не более 15% от массы цемента Лишнее количество добавки вредно действует на бетон и вызывает коррозию арматуры.

13. Классы и марки. Классами по какому-либо признаку называют среднестатистические значения основных контрольных характеристик бетона, задаваемых при проектировании Различают следующие классы бетона В – по прочности на сжатие (кубиковая прочность), B_t – по прочности на осевое растяжение

Марками оценивают основные физические свойства бетона Различают следующие марки бетона F – по морозостойкости, W – по водонепроницаемости, D – по плотности (объемной массе), S_p – по самонапряжению

Под классом бетона по прочности на сжатие понимают среднестатистическое значение временного сопротивления B_m (в МПа) эталонных образцов (кубы 15 × × 15 × 15 см), изготовленных и испытанных через 28 сут в соответствии с ГОСТом При этом связь класса бетона со среднестатистическим временным сопротивлением установлена зависимостью (21) при $v = 0{,}135$

Если кубы из бетона на обычном портландцементе испытывают в ранние сроки, например в возрасте 7 сут, то предполагаемый их класс можно получить по эмпирической формуле

$$B = R_{28} = R_7 + n\sqrt{R_7}, \qquad (17)$$

где $n = 6$ 8

Класс бетона по прочности на сжатие всегда указывается на рабочих чертежах конструкции

Бетоны на шлакопортландцементе и на пуццолановом портландцементе приобретают класс бетона на сжатие через 90 сут, а бетон на глиноземистом цементе – через 3 5 сут твердения в тех же условиях Поэтому класс бетона на этих цементах, а также для бетона, подвергнутого в целях ускорения термической обработке в пропарочных камерах или автоклавах, электронагреву, нагреву инфракрасными лучами, токами высокой частоты, принимают по графикам, разра-

батываемым для каждого фактора ускорения твердения бетона или группы факторов

В зависимости от вида и условий работы железобетонных конструкций нормами установлены следующие классы бетона по прочности на сжатие (МПа)

для тяжелых бетонов на цементном вяжущем В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60,

для напрягающих бетонов – В20 В60,

для мелкозернистых бетонов группы А – В7,5 В40, Б – В7,5 В30, В – В15 В60,

для легких бетонов при марке по средней плотности D800, D900 – В2,5 В7,5, D1200, D1300 – В3,5. В15, D1600, D1700 – В5 В35, D2000 – В20 В40,

для ячеистых бетонов при марке по средней плотности

автоклавные – D600 D900 – В1 В7,5, D900 D1200 – В3,5 В15, неавтоклавные – D600 D900 – В1 В5, D900 D1200 – В3,5 В12,5,

для поризованных бетонов при марке по средней плотности D800 D1300 – В2,5 В7,5, D1400 – В3,5 В7,5

Допускается применять промежуточные классы бетона по прочности на сжатие В3, В4, В6, В22,5, В27,5, если это обосновано технико-экономическим расчетом

Выбор оптимального класса бетона производят в каждом конкретном случае на основании технико-экономических соображений в зависимости от типа конструкции, способов ее изготовления и монтажа, условий эксплуатации

Высокие классы бетона (В30 В60) особенно целесообразно использовать в элементах преднапряженных конструкций и конструкций, работающих главным образом на сжатие, так как в этих случаях достигается существенный экономический эффект

Нормы рекомендуют принимать для железобетонных конструкций классы не ниже В7,5 – для тяжелого и мелкозернистого бетона, В3,5 – для легкого бетона. В15 – при воздействии многократно повторяющейся нагрузки, В15 – для изгибаемых и сжатых элементов, В25 – для колонн нижних этажей и воспринимающих значительные крановые нагрузки В целях обеспечения надежного сцепления бетона с напрягаемой арматурой нормы рекомендуют производить отпуск натяжных устройств (обжатие бетона) при прочности бетона, равной или более передаточной прочности R_{bp} ($R_{bp} \geqslant 0{,}7$B) Ее определяют на базовых образцах в соответствии с государственным стандартом с обеспеченностью 0,95 Рекомендуемые классы бетона и передаточные прочности в зависимости от класса преднапряженной арматуры приведены в прилож 1 Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, минимальные значения класса бетона (см прилож 1) для проволочной и стержневой арматуры класса A-IV всех диаметров, а также класса A-V диаметром 10 18 мм увеличивают на одну ступень (5 МПа)

Для защитного слоя арматуры преднапряженных конструкций, расположенной в пазах или на поверхности, принимают мелкозернистый бетон не ниже класса В12,5, а для инъекции каналов – не ниже В25

Мелкозернистый бетон не рекомендуют для железобетонных конструкций, подвергающихся повторяющейся нагрузке, а также для преднапряженных конструкций пролетом более 12 м при армировании проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций класс бетона принимают не ниже В7,5

Под классом B_t бетона по прочности на осевое растяжение понимают среднестатистическую величину временного сопротивления осевому растяжению B_{mt} эталонных образцов, изготовленных и испытанных в соответствии с государственным стандартом Его определяют по формуле (22) При этом значения коэффициента изменчивости прочности v не должны превышать нормативного значения, равного 0,165 Класс B_t назначают для конструкций, в которых он имеет главенствующее значение (резервуары, водонапорные трубы, силосы) и контролируется на производстве Для тяжелых, мелкозернистых, напрягающих и легких бетонов нормы устанавливают классы бетона на осевое растяжение от B_t 0,8 до B_t 3,2

За проектную марку по морозостойкости F принимают число выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания водонасыщенных образцов, испытанных в соответствии с государственным стандартом, при котором прочность снижается не более чем на 15% по сравнению с прочностью образца, не подвергающегося замораживанию. Марку по морозостойкости принимают для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания

Нормы устанавливают для тяжелых, мелкозернистых напрягающих и легких бетонов марки бетона по морозостойкости F 25 F 500 (F 25 и F 35 – только для легких бетонов), F15 F100 – для ячеистых и поризованных бетонов Для каждого конкретного случая марку бетона по морозостойкости принимают в зависимости от расчетной зимней температуры наружного воздуха, условий работы и класса зданий (см СНиП 2 03 01 – 84) Например, для зданий первого класса, эксплуатируемых в условиях попеременного оттаивания и замораживания в водонасыщенном состоянии, в районах с расчетной зимней температурой наружного воздуха – 40 °С и выше марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже F 200, а температурой – 20 °С и выше – F 100 При тех же условиях для наружных стен отапливаемых зданий с относительной влажностью воздуха $\varphi_{int} >$ $> 75\%$ и температуре – 40 °С и выше для легкого бетона – F 75, для тяжелого – F 100, а при температуре – 5 °С и выше – соответственно F 50 и F 75

За марку по водопроницаемости W принимают наибольшее давление воды (МПа), при котором не наблюдается ее просачивание через стандартный образец, испытанный по условиям государственного стандарта Марку по водонепроницаемости принимают для конструкций, к которым предъявляют требования ограничения водонепроницаемости (резервуары, напорные трубы, силосы) Для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов нормами установлены марки по водонепроницаемости W2 W12, где цифры обозначают давление воды, при котором коэффициент фильтрации (м/с) не превышает нормативного значения

Конкретную марку бетона по водонепроницаемости принимают в зависимости от класса зданий, условий эксплуатации конструкций или максимального градиента напора, представляющего собой отношение напора к толщине элемента Например, для конструкций зданий первого класса, эксплуатируемых в условиях попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии при расчетной зимней температуре наружного воздуха – 40 °С и выше, марку бетона по водонепроницаемости принимают не ниже W 4, а при температуре – 20 °С и выше – W 2

Под маркой бетона по средней плотности D понимают гарантированную собственную массу бетона (кг/м^3), контролируемую на базовых образцах в установленные сроки, согласно государственным стандартам. Марку по средней плотности принимают для конструкций, к которым предъявляют требования теплоизоляции Нормами установлены следующие марки по средней плотности для тяжелых бетонов – D2300, D2400, D2500, для мелкозернистых бетонов – D1800 D2400, для легких бетонов – D800 D2000, для ячеистых бетонов – D500 D1200, для поризованных бетонов – D800 D1400, где цифры обозначают массу бетона

Под маркой бетона по самонапряжению S_p понимают гарантированное значение предварительного напряжения в бетоне (МПа), создаваемое в результате его расширения при наличии продольной арматуры в количестве 1% и контролируемое на базовых образцах в установленные сроки, согласно государственному стандарту Марку бетона по самонапряжению принимают для самонапрягающихся конструкций в зависимости от предъявляемых к ним требований по трещиностойкости и жесткости Для бетонов на напрягающем цементе установлены марки S_p 0,6 S_p4, где цифры обозначают значение самонапряжения бетона

14. Нормативные сопротивления. Нормативные и расчетные сопротивления бетона установлены для оценки прочности бетона при проектировании, изготовлении и эксплуатации железобетонных конструкций Предел прочности бетона осевому сжатию определяют по эмпириче-

ским кривым распределения временного сопротивления сжатию эталонных бетонных кубов Допустим, что в результате опыта получена последовательность значений временного сопротивления сжатию эталонных образцов (вариационный ряд B_1, B_2, B_3, , B_n)

Первичная обработка вариационного ряда состоит в графическом представлении материалов статистически, т е в построении гистограммы (рис 20, *б*). Среднестатистическое значение временно́го сопротивления сжатию (кубиковая прочность)

$$B_m = \frac{n_1 B_1 + n_2 B_2 + \quad + n_n B_n}{n_1 + n_2 + \quad + n_n}, \qquad (18)$$

где n_1, n_2, , n_n – количество образцов, прочность которых соответствует B_1, B_2, , B_n

В законе больших чисел средний квадрат отклонения прочности B бетона от ее среднего значения B_m принято называть дисперсией

$$Д(B) = (B - B_m)^2, \qquad (19)$$

а положительное значение квадратного корня из дисперсии – средним квадратичным отклонением прочности бетона от прочности или стандартом

$$S = \sqrt{Д(B)} \qquad (20)$$

Дисперсию и стандарт принимают за меру рассеяния предела прочности строительных материалов

Исследования гистограммы прочности бетона показали, что закон ее распределения близок к кривой нормального (гауссова) распределения (см рис 20, *б*) Отношение площади ω, ограниченной кривой распределения и осью абсцисс на длине участка $B_{max} - B_{min} = 2\alpha S$, ко всей площади, ограниченной кривой распределения (от $-\infty$ до $+\infty$), будет являться вероятностью непоявления значения временных сопротивлений сжатию больших $B_m + \alpha S$ или меньших $B_m - \alpha S$ Чем больше число стандартов, тем больше площадь ω и тем больше вероятность непоявления прочности, равной B_{max} и B_{min}, значения которых будут уменьшаться с увеличением числа α

Следовательно, наименьшее вероятное значение временного сопротивления бетона

$$B = B_m - \alpha S = B_m(1 - \alpha S/B_m) = B_m(1 - \alpha v), \qquad (21)$$

где $v = S/B_m$ – коэффициент вариации (изменчивости) прочности бетона, из условия обеспеченности заданной прочности 0,95 принимают при сжатии $v = 0{,}135$, при растяжении $v = 0{,}165$, так как разброс прочности бетона при растяжении больше, чем при сжатии

Установлено, что вероятность появления временного сопротивления бетона сжатию ниже значения, обусловленного формулой (21) при $\alpha = 1{,}64$, практически близка к нулю Поэтому нормы рекомендуют определять класс бетона при $\alpha = 1{,}64$

$$\left.\begin{aligned} B &= B_m(1 - 1{,}64v), \\ B_t &= B_{mt}(1 - 1{,}64v), \end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

где B_m и B_{mt} – среднестатистическое значение временного сопротивления бетона по прочности на осевые сжатие и растяжение

Под классом понимают сопротивление бетона, с учетом статистической изменчивости равное его наименьшему контролируемому значению с доверительной вероятностью не ниже 0,95. Показатель изменчивости v прочности бетона позволяет заводам, выпускающим продукцию с высокой однородностью бетона, принимать среднюю прочность бетона ниже проектной и тем самым повышать рентабельность производства

Нормативными сопротивлениями бетона являются класс бетона **В** (кубиковая прочность), временное сопротивление осевому сжатию призмы R_{bn} (призменная прочность), временное сопротивление осевому растяжению R_{btn} Класс бетона (нормативную кубиковую прочность) устанавливают по формуле (21), т е $B = B_m(1 - 1{,}64 \quad 0{,}135) = 0{,}779 B_m$, где B_m – среднее значение кубиковой прочности бетона

Отношение нормативной призменной прочности к нормативной кубиковой прочности бетона

$$R_{bn}/B = (0{,}77 - 0{,}0001 \quad B) \geqslant 0{,}72 \qquad (23)$$

Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и R_{btn} даны в прилож 2 При контроле класса бетона по прочности на осевое

растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению принимают равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение В соответствии с зависимостью (14) ориентировочное значение нормативного временного сопротивления бетона осевому растяжению R_{btn} принимают равным

$$R_{btn} = 3{,}22\gamma\sqrt[3]{B^2}, \quad (24)$$

где γ — коэффициент, имеет тоже значение, что и в формуле (14)

Точное значение $R_{btn} = 0{,}779$ В

15. Расчетное сопротивление. Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы (R_b, R_{bt}) получают посредством деления соответствующих нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону при осевом сжатии $\gamma_{bc} = 1{,}3$ и при осевом растяжении $\gamma_{bt} = 1{,}5$ Эти коэффициенты учитывают возможные отклонения нормативных сопротивлений в неблагоприятную сторону вследствие факторов, не поддающихся статистическому учету (замены вида цемента, крупных и мелких заполнителей, условий твердения) По мере возрастания класса бетона выше B40 увеличивается их хрупкость (уменьшаются деформации ползучести), поэтому расчетные сопротивления сжатию тяжелого бетона классов B50, B55, B60 снижают умножением соответственно на коэффициенты 0,95, 0,925, 0,9

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} снижают (или повышают) посредством умножения на коэффициенты условий работы γ_{bi}, учитывающие особенности свойств бетона, длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения (см табл 15 СНиП 2 03.01 – 84)

Например, γ_{b2} – учитывает длительность действия нагрузок и условия нарастания прочности бетона во времени, $\gamma_{b2} = 1{,}0$ – при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность действия которых мала (ветровые, крановые нагрузки и т п), $\gamma_{b2} = 0{,}9$ – при действии всех нагрузок, включая кратковременные, суммарная длительность которых мала При расчете прочности в стадии изготовления $\gamma_{b2} = 1{,}1$

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы ($R_{b,ser}$ и $R_{bt\ ser}$) принимают равными нормативным сопротивлениям, т е вводят в расчет с коэффициентом надежности по бетону $\gamma = 1$ (см прилож 2) Это обусловлено тем, что снижение прочности бетона происходит на одном напряженном участке, в то время как предельные состояния второй группы определяются в основном деформациями бетона по всей длине элементов Последнее выравнивает неоднородность деформирования и повышает надежность конструкции Принимают коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bi} = 1$, за исключением случаев расчета элементов по образованию трещин при многократном действии нагрузки, когда $\gamma_{bi} = \gamma_{b1}$ (см табл 16 СНиП 2 03 01 – 84) Значения расчетных сопротивлений бетона (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на осевые сжатие и растяжение приведены в прилож 3 и 4

Плотность конструкции определяют по плотности бетона, равной 2400 кг/м^3 – для тяжелого и мелкозернистого бетона, по марке по плотности – для легкого, ячеистого и поризованного бетона Плотность железобетона при содержании арматуры 3% и менее принимают большей на 100 кг/м^3 по сравнению с плотностью бетона При содержании арматуры более 3% плотности железобетона определяют как сумму плотностей бетона и арматуры на единицу объема конструкции Собственный вес конструкции в кН/м^3 принимают равным 0,01 от плотности в кг/м^3

§ 8. Деформативные характеристики бетона

1. Деформативность. Под деформативностью твердых тел понимают их свойство изменять размер и форму под влиянием силовых воздействий и несиловых факторов В соответствии с этим деформации твердых тел разделяют на силовые и несиловые Под *несиловыми* понимают

деформации, проявляющиеся вследствие нарушения гигрометрического баланса парового давления, изменения температур Несиловые деформации (усадка, набухание, температурные воздействия) являются объемными и развиваются одинаково во всех направлениях Свободное несиловое деформирование не сопровождается изменением напряженного состояния твердого тела Стесненные несиловые деформации приводят к возникновению напряжений, называемых собственными напряжениями твердого тела Эти напряжения могут служить причиной разрушения материала Под *силовыми* понимают деформации, проявляющиеся под воздействием внешних сил Силовые деформации твердых тел развиваются преимущественно вдоль направления действия внутренних усилий Они проявляются в виде сжатия, растяжения, сдвига Одновременно с ними, как следствие продольного деформирования, возникают поперечные деформации Деформативность твердых тел обусловлена их физической природой, поэтому разделение деформаций на силовые и несиловые, предполагающее их взаимонезависимость, является условным В действительности силовые и несиловые деформации взаимосвязаны Например, изменения влажности или температуры образцов приводят к изменению их механических характеристик (модуль упругости, меры ползучести) и тем самым влияют на проявление силовых деформаций По временной связи с напряжениями силовые деформации бывают *мгновенные* и *запаздывающие* Мгновенные деформации фиксируют при неизменных во времени напряжениях, они развиваются одновременно с изменением напряжения, проявляются со скоростью, близкой к скорости звука, и прекращаются мгновенно, как только стабилизируются напряжения Величина их зависит от упругопластических свойств материала, поэтому их часто называют упругопластическими деформациями

В литературе часто при рассмотрении мгновенного деформирования материала имеют в виду однократное изменение формы и размеров тела при нагружении кратковременной нагрузкой (рис 21, *а*) На самом деле всякое нагружение осуществляется во времени, поэтому неправильно сопоставлять экспериментальные результаты, полученные разными исследователями Под мгновенным (в статическом понимании) понимают загружение образцов с немедленным автоматическим отсчетом деформаций Для получения запаздывающих деформаций (*ползучесть*) необходимо одновременно испытывать серию образцов-близнецов у одних образцов замерять общие силовые деформации, а у других – мгновенные силовые деформации Разность между ними даст значение деформации ползучести материала Запаздывающие деформации развиваются и при постоянных напряжениях, теоретически они стабилизируются лишь в бесконечной отдаленности, если напряжения не превышают длительной прочности материала Для одноосного сжатия и постоянного напряжения

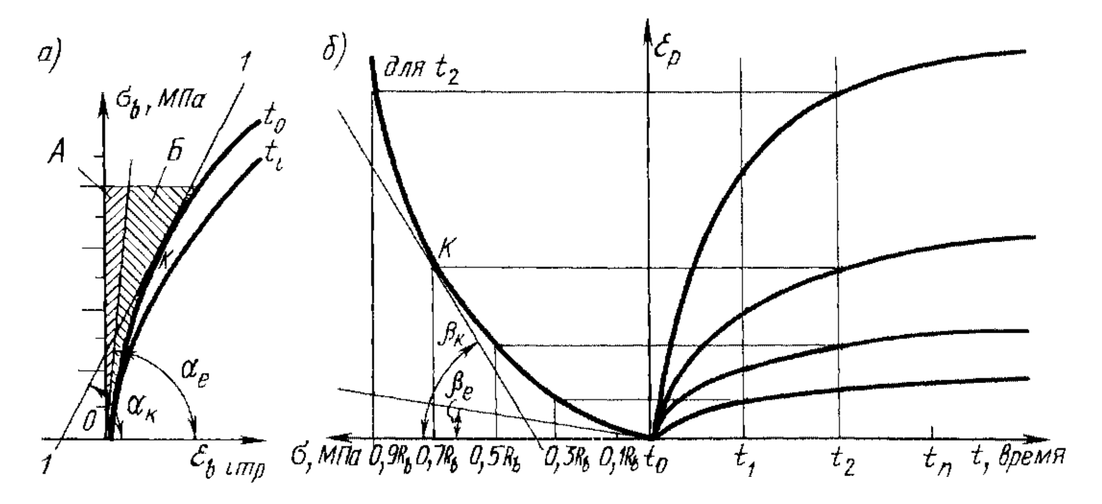


Рис 21 К определению деформативности материала

а – к определению удельных деформаций материала, *А* – область упругих деформаций; *Б* – область пластических деформаций; *б* – к определению деформаций ползучести с учетом возраста материала

(рис 21, *а*) мгновенные деформации $\varepsilon_{tmp} = f(\sigma, E_0, t)$ или, по закону Гука, $\varepsilon_{tmp} = \sigma/E_{\sigma\,t}$, где σ – нормальное напряжение материала, $E_{\sigma\,t}$ – модуль мгновенных деформаций материала, изменяющийся в пределах $0 < E < E_{max}$, t – возраст материала в момент приложения нагрузки Все реальные тела деформируются нелинейно, а линейная трактовка $\sigma - \varepsilon$ является ни чем иным, как математическим упрощением действительной связи $\sigma - \varepsilon$ (например, закон Гука $\sigma = \varepsilon E$ – это результат удержания в бесконечном ряде степенного разложения только линейных членов) В литературе принято силовые деформации условно разделять на линейные и нелинейные

Под *линейными* понимают деформации, которые пропорциональны напряжению Линейные мгновенные деформации являются упругими При этом должно соблюдаться требование одинаковой меры ползучести при сжатии и растяжении, загружении и разгружении

Под *нелинейными* понимают мгновенные пластические и запаздывающие деформации, они непропорциональны напряжениям Под непропорциональностью связи между напряжениями и деформациями понимают следующее если несколько образцов-близнецов нагрузить разными силами, то запаздывающие деформации, накопленные образцами за равные промежутки времени, не пропорциональны этим силам (рис 21, *а*) Нелинейность деформирования твердых тел связывают с их структурными и возрастными изменениями В прикладных расчетах допускается не учитывать нелинейность деформирования тел до уровня напряжения $\sigma/R_b = 0{,}7 \quad 0{,}8$ при кратковременной и 0,5 0,6 при длительной нагрузке

С ростом прочности материала и уплотнении структуры за счет предшествующих стационарных или многократно переменных силовых воздействий условный порог нелинейности деформирования материала сдвигается в сторону нагружения В этом одно из проявлений влияния предшествующего характера деформирования на сопротивление материала силовым нагружениям

Разгрузка материала происходит практически линейно, так как определяется упругой частью мгновенных деформаций и упругим последствием запаздывания

Деформации нагружения всегда больше, чем деформации разгрузки Разница между ними представляет собой остаточные деформации Доля остаточных деформаций растет с ростом уровня нагружения и падает по мере старения материала, с увеличением его прочности, после активного силового предшествующего воздействия, например после многократно переменного нагружения

Взаимосвязь между напряжениями, временем и деформациями, а также другими факторами, определяющими механическое состояние материалов, описывают с помощью так называемых физических уравнений Уравнения механического состояния материалов, используемые в механике твердого тела, являются феноменологическими, т е построенными на базе экспериментальных данных с помощью некоторых рабочих гипотез Как правило, эксперименты проводят над простейшими образцами при эталонных напряженных состояниях и режимах нагружения Рабочие гипотезы представляют собой обобщение опыта и связаны с фундаментальными исследованиями естественных наук

Бетон является материалом с ярко выраженными упругопластическими свойствами Уже при небольших напряжениях в нем кроме упругих (восстанавливающихся) деформаций развиваются пластические (остаточные), зависящие от характера приложения и длительности действия нагрузки, возраста бетона и режима нагружения (см рис 21, *а*) Чем бетон старее, тем выше его сопротивление деформированию Для бетона силовые деформации подразделяют на три вида при однократном загружении кратковременной нагрузкой, при длительном действии нагрузки, при многократно повторяющейся нагрузке Динамическое деформирование бетона имеет дополнительную специфику (см § 33)

Мгновенные деформации бетона (упругие и пластические) не связаны режимом и длительностью нагружения, они определяются лишь конечными напряжениями Деформации ползучести бетона, как запаздывающие, всегда связаны ре-

жимом и длительностью приложения нагрузки, их величина уменьшается по мере увеличения возраста бетона к моменту начала нагружения Чтобы для намеченного возраста бетона построить кривые $\sigma - \varepsilon_{imp}$ и $\sigma - \varepsilon_{cr}$, соответствующие эталонному режиму нагружения, необходимо 1) принять несколько уровней напряжения (например, $\sigma/R_b = 0{,}3,\ 0{,}5,\ 0{,}7,\ 0{,}9$, рис 21, *б*), 2) выбрать для каждого уровня серию статистически достаточного числа образцов, 3) нагрузить каждый образец по эталонному режиму и замерить деформации при $t = t_0,\ t = t_1,\ t = t_n$ Продолжительность нагружения для деформации ползучести составит $\Delta t = 0$, $\Delta t_1 = t_1 - t_0$, $\Delta t_2 = t_2 - t_0$, $\Delta t_n = t_n - t_0$ Результаты замеров после статистического осреднения дадут искомый результат

Напряженно деформированное состояние бетона определяется силовыми воздействиями, изменениями температурного и влажностного режимов Для бетона в качестве рабочих гипотез применяют следующие предпосылку о синхронности развития одноименных продольных и поперечных деформаций, положение о взаимонезависимости и сложении частных деформаций (это положение неточно, так как исследования показывают, что деформации усадки и ползучести взаимосвязаны, а сама усадка происходит неодинаково у нагруженных и ненагруженных образцов)

$$\varepsilon = \varepsilon_{tw} + \varepsilon_{imp} + \varepsilon_{cr}, \tag{25}$$

где ε – полные относительные деформации, ε_{tw} – относительные температурно-влажностные деформации, ε_{imp} – относительные силовые мгновенные деформации, ε_{cr} – относительные силовые запаздывающие деформации (ползучесть)

2. Сопротивление деформированию. При силовых воздействиях твердые тела деформируются В теории деформаций бетона рассматривают *относительные деформации*, равные отношению абсолютного удлинения (укорочения, поворота сечения) элемента к его первоначальному размеру, замеряемому до наблюдения В тексте книги вместо термина относительные деформации употребляется слово – *деформации*

Мерой деформаций твердых тел являются удельные деформации В общем случае сопротивление деформированию твердых тел уменьшается с приближением действующих напряжений к пределу прочности материала, а удельные деформации растут Удельные деформации, таким образом, являются функциями напряжений В этом проявляется нелинейность деформирования и это определяет нелинейную постановку задачи в теории железобетона В частных случаях сопротивление деформированию твердых тел усредняется на всем возможном диапазоне изменения напряжений – от нулевых значений до предела прочности Тогда считается, что удельные деформации не зависят от величины действующих напряжений В этом – приближенная, линейная постановка задачи теории железобетона

При одноосном напряженном состоянии удельные деформации

$$\delta_k = \left.\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma}\right|_{\sigma - \sigma_k}, \tag{26}$$

т е они равны тангенсу угла наклона касательной *3 – 3* к кривой $\sigma - \varepsilon$ в точке K $(\sigma = \sigma_k)$ по отношению к координатной оси σ (см рис 21)

Полные удельные деформации вычисляют как сумму частных удельных деформаций

$$\delta_k = \left.\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma}\right|_{\sigma=\sigma_k} = \left.\frac{\partial\varepsilon_{tw}}{\partial\sigma} + \frac{\partial\varepsilon_{imp}}{\partial\sigma} + \frac{\partial\varepsilon_{cr}}{\partial\sigma}\right|_{\sigma=\sigma_k} = \delta_{imp,k} + \delta_{cr\ k},$$

где $\sigma_{imp\ k}$ и $\delta_{cr\ k}$ – удельные мгновенные деформации и удельные деформации ползучести, причем $\partial\varepsilon_{tw}/\partial\sigma = 0$, так как несиловые температурно-влажностные деформации считаются независимыми от напряжений

При известной функции удельных деформаций полные относительные деформации находятся интегрированием формулы (26)

$$\varepsilon_k = \int\limits_{\sigma_0}^{\sigma_k} \delta_k \, d\sigma \tag{27}$$

Касательный модуль полной деформации бетона – величина, обратная удельным деформациям

$$E_k = \frac{1}{\delta_k} = \frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon}\bigg|_{\varepsilon=\varepsilon_k} \qquad (28)$$

Она характеризует сопротивление материала силовому деформированию и равна тангенсу угла наклона касательной к кривой $\sigma-\varepsilon$ в точке K по отношению к координатной оси ε (рис 21), с масштабно-размерным коэффициентом $\gamma = 1$ МПа, $E_k = \gamma \operatorname{tg}\alpha_k$

Касательный модуль мгновенной деформации – величина, обратная удельным мгновенным деформациям при эталонном нагружении

$$E_{imp\ k} = \frac{1}{\delta_{imp\ k}} = \frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon_{imp}}\bigg|_{\varepsilon_{imp}=\varepsilon_{imp\ k}} \qquad (29)$$

Она характеризует сопротивление материала мгновенному силовому деформированию и равна тангенсу угла наклона касательной к кривой $\sigma-\varepsilon$ в точке K по отношению к координатной оси ε (рис 21, *а*)

Касательный модуль мгновенной деформации E_{imp} имеет наибольшее значение в начале загружения при $\sigma \to 0$ и называется начальным модулем мгновенной деформации для материала конкретного возраста $E_{imp\ n} = \gamma \operatorname{tg}\alpha_n$, он соответствует только упругим деформациям

Удельные деформации ползучести при произвольном режиме нагружения характеризуют способность материала к деформированию во времени

$$\delta_{cr\ k} = \frac{\partial\varepsilon_{cr}}{\partial\sigma}\bigg|_{\sigma=\sigma_k} \qquad (30)$$

и равны тангенсу угла наклона касательной к кривой $\sigma-\varepsilon_{cr}$ в точке K по отношению к координатной оси σ (рис 21, *б*)

Мера ползучести материала, загруженного в возрасте t_0, – это удельная деформация ползучести Она имеет наименьшее значение в начале загружения при $\sigma \to 0$

$$C_k(t, t_0) = \frac{\partial\bar{\varepsilon}_{cr}(t, t_0)}{\partial\sigma_k}\bigg|_{\sigma\to 0} \qquad (31)$$

Если не вычисляют указанных выше производных, то заменяют их отношением дифференциально малых приращений функций, тогда

$$\delta_k \approx \frac{\Delta\varepsilon_k}{\Delta\sigma_k} = \frac{\varepsilon_k - \varepsilon_{k-1}}{\sigma_k - \sigma_{k-1}}, \quad E_k = \frac{1}{\delta_k} \approx \frac{\Delta\sigma_k}{\Delta\varepsilon_k} = \frac{\sigma_k - \sigma_{k-1}}{\varepsilon_k - \varepsilon_{k-1}},$$

$$E_{imp,\ k} = \frac{1}{\delta_{imp\ k}} \approx \frac{\Delta\sigma_k}{\Delta\varepsilon_{imp\ k}} = \frac{\sigma_k - \sigma_{k-1}}{\varepsilon_{imp\ k} - \varepsilon_{imp\ k-1}},$$

$$C_0(t, t_0) \approx \frac{\Delta\varepsilon_{cr}(t, t_0)}{\Delta\sigma_k} = \frac{\varepsilon_{cr\ k} - \varepsilon_{cr\ k-1}}{\sigma_k - \sigma_{k-1}}$$

Меру ползучести при эталонном режиме нагружения называют мерой простой ползучести $C_0(t,\ t_0)$

Наряду с удельными деформациями, вычисляемыми по формулам (26) (30), полные (и соответственно частные) удельные деформации принимают равными

$$\delta_k^* = \frac{\varepsilon}{\sigma}\bigg|_{\sigma=\sigma_k} = \frac{\varepsilon_{tw}}{\sigma} + \frac{\varepsilon_{imp}}{\sigma} + \frac{\varepsilon_{cr}}{\sigma}\bigg|_{\sigma=\sigma_k} = \delta_{imp\ k} + \delta_{cr\ k}, \qquad (32)$$

т е равными тангенсу угла наклона хорды к кривой $\sigma-\varepsilon$ в точке $K(\sigma=\sigma_k)$ по отношению к координатной оси σ Такие удельные деформации часто именуют единичными деформациями Секущим модулем полной деформации бетона называют величину, обратную единичным деформациям

$$E_{сек\ k} = \frac{1}{\delta_k^*} = \frac{\sigma}{\varepsilon}\bigg|_{\varepsilon=\varepsilon_k},$$

аналогично, секущий модуль мгновенной деформации

$$E_{сек\ imp\ k} = \frac{\sigma}{\varepsilon}\bigg|_{\varepsilon_{imp}=\varepsilon_{imp\ k}},$$

мера ползучести

$$C_{сек\ k}(t,\ t_0) = \frac{\varepsilon_{cr}}{\sigma}\bigg|_{\sigma=\sigma_k},$$

мера простой ползучести

$$C_{0сек}(t,\ t_0) = \frac{\varepsilon_{cr}}{\sigma}\bigg|_{\sigma=\sigma_k} \qquad (33)$$

Как правило, учитывая слабую нелинейность деформирования при низких уровнях напряжения, величину σ_k в формуле (32) принимают равной 0,3 B При известной функции единичных деформаций полные относительные деформации

$$\varepsilon = \delta_k^* \sigma |_{\sigma = \sigma_k} \tag{34}$$

Эталонные удельные деформации в отличие от удельных деформаций, не регламентированных по режиму нагружения, обозначаются $\bar{\delta}$, $\bar{\delta}_{imp}$, $\bar{\delta}_{cr}$

У материалов, чьи механические свойства меняются со временем, в частности у стареющих бетонов, мгновенные деформации, как и деформации ползучести, зависят от режима нагружения У материалов со стабильными механическими свойствами, в частности у так называемых старых бетонов, от режима нагружения зависят лишь деформации ползучести

При вычислении относительных деформаций формулы (27) и (34) дают одинаковые результаты, в некоторых других задачах, например при оценке критических сил в задачах об устойчивости, применение касательного модуля деформаций и применение секущего модуля деформаций приводят к разным результатам (подробнее об этом приведено в соответствующих разделах курса «Строительная механика») В теории железобетона, как правило, используют секущий модуль деформаций и меру ползучести

В линейной теории, когда допускают пропорциональную связь между напряжениями и силовыми деформациями, модуль полной деформации материала E, модуль его мгновенной деформации E_{imp} и мера ползучести $C(t, t_0)$ не зависят от уровня напряжений и для стареющих бетонов связаны лишь с возрастом Касательные и секущие характеристики деформирования совпадают

Подавляющее большинство строительных конструкций находятся в условиях неоднородного напряженного состояния (изгиб, внецентренное сжатие или растяжение) и величины напряжений в разных их сечениях и даже точках по сечениям неодинаковы, например, у простой балки, опирающейся на две шарнирные опоры, при равномерной нагрузке, наибольшие моменты и наибольшие фибровые напряжения будут посредине пролета, а наименьшие – у опор, одновременно по высоте каждого сечения на нулевой оси напряжения равны нулю и имеют экстремальные значения вблизи границы сечения (на фибровом волокне) Прямой учет многочисленной изменчивости деформативных характеристик бетона с помощью признанных методов строительной механики становится неоправданно трудоемким и поэтому не используется На практике применяются более простые инженерные способы

3. Деформации при однократном кратковременном загружении. Диаграмма механического состояния бетонного образца (рис 22, кривая *1 3*) отображает связь между напряжениями σ при однократном осевом сжатии кратковременной нагрузкой и относительными деформациями укорочения ε Она представляет собой кривую линию, кривизна которой меняется по мере увеличивания уровня напряжения (σ/R_{bn}) Если при $\sigma \to R_{bn}$ имеет место стеснение деформаций или если, в частности, вести испытания с малой фиксированной скоростью деформирования, то можно получить нисходящую ветвь диаграммы «$\sigma - \varepsilon$» (на рис 22 показана точками) Для сравнения приведена ломаная *4–5*, полученная при так называемом кратковременном нагружении ступенями величина нагрузки первых двух ступеней равна 0,05 N_u (ожидаемой разрушающей), всех последующих – $0{,}1N_u$, начиная со ступени $0{,}85N_u$, величина нагрузки всех последующих ступеней равна $0{,}05N_u$, на каждой ступени выдержка равна 5 мин Это сравнение показывает существенное влияние режима и продолжительности нагружения на очертание диаграммы и ее усредненные деформативные характеристики Арматура незначительно повышает сжимаемость и растяжимость бетона, потому что количество ее в железобетоне незначительно ($\leqslant 3\%$)

В начальной стадии нагружения, когда напряжения не превышают 30...40% от призменной прочности, кривая *1 3* (рис 22) полных деформаций близка к прямой *6* упругих деформаций Следовательно, в начальной стадии однократного нагружения кратковременной на-

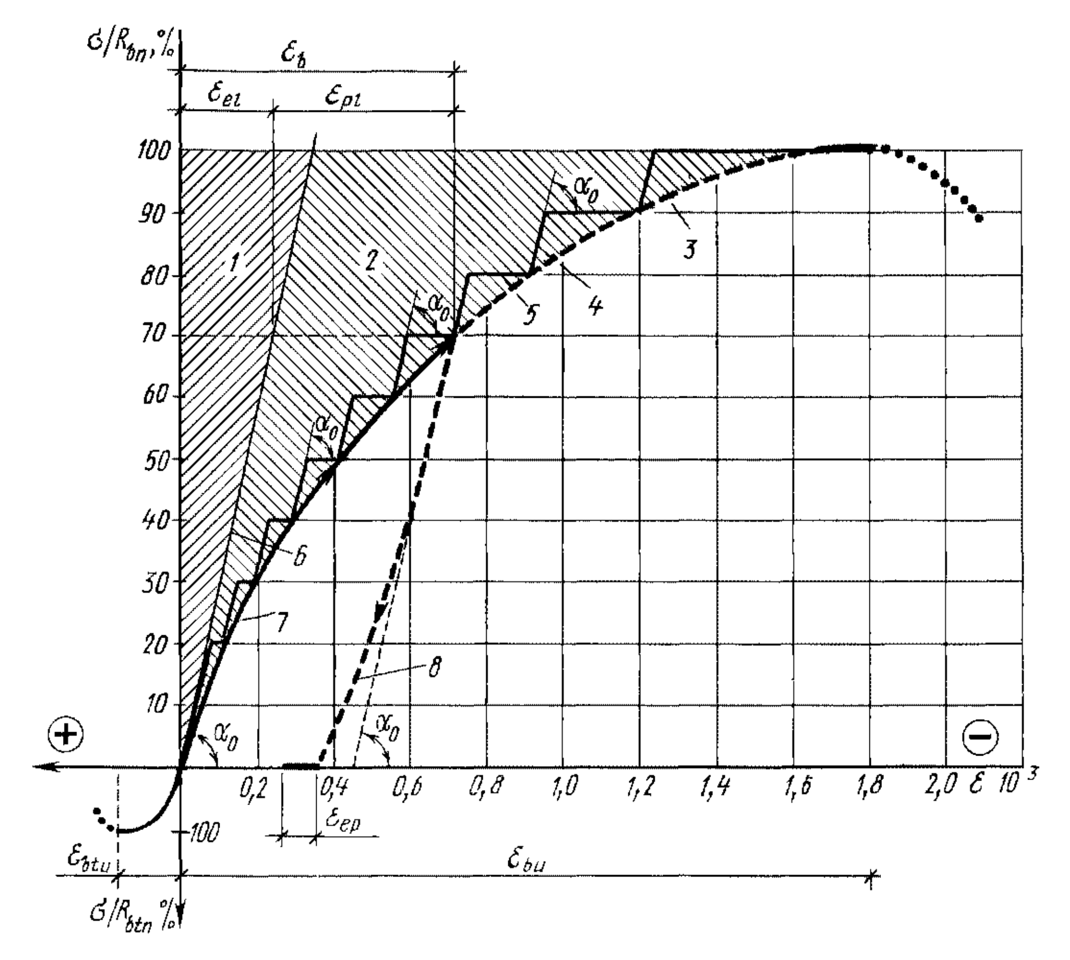


Рис 22 Зависимость деформаций бетона от напряжения при сжатии и растяжении

1 – область упругих деформаций, *2* – область пластических деформаций, *3*, *7* – кривая полных деформаций; *4*, *6* – прямые упругих деформаций; *5* – пластические деформации, *8* – кривая разгружения

грузкой проявляются в основном упругие деформации Преобладание пластических деформаций над упругими проявляется по мере приближения к призменной прочности бетона Через некоторое время после снятия нагрузки (кривая *8*) около 10 15% запаздывающих (остаточных деформаций ε_{pl} восстанавливается, восстанавливающуюся часть запаздывающих деформаций называют деформацией упругого последействия и обозначают ε_{ep} После нескольких повторных кратковременных нагружений структурные несовершенства бетона стабилизируются, кривая «σ – ε» выравнивается и приближается к прямой *6* упругих деформаций

При растяжении бетона (рис 22) наблюдается аналогичная картина

Касательный модуль полных деформаций бетона E_b' при однократном осевом сжатии кратковременной нагрузкой является величиной переменной, геометрически он определяется как тангенс угла наклона касательной к кривой «σ – ε» (см рис 23) в точке с заданным напряжением

$$E_b' = d\sigma_b/d\varepsilon_b = \gamma \operatorname{tg} \alpha$$

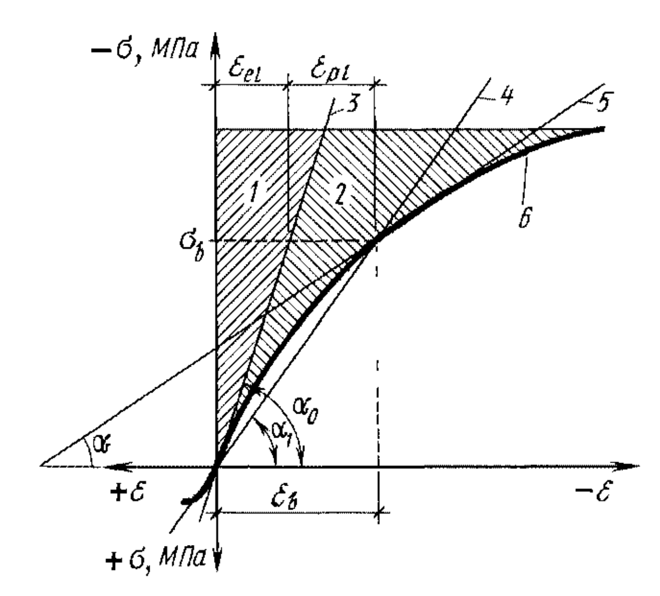


Рис 23 Зависимость между деформациями и напряжениями

1 – область упругих деформаций, *2* – область пластических деформаций; *3* – граница упругих деформаций; *4* – секущая *5* – касательная, *6* – кривая полных деформаций

В расчетах железобетонных конструкций используют секущий модуль полных деформаций, при этом за расчетный принимают начальный модуль упругости бетона

$E_{imp\ n} = \gamma \operatorname{tg} \alpha_n$ (см рис 21) или

$$E_b = \gamma \operatorname{tg} \alpha_0 = \sigma_b / \varepsilon_{el} \text{ (рис 23)} \quad (35)$$

и модуль упругопластичности бетона

$$E'_b = \gamma \operatorname{tg} \alpha_1 = \sigma_b / \varepsilon_b, \quad (36)$$

равный тангенсу угла наклона к оси деформации ε секущей хорды, проходящей через начало координат и точку K на кривой $\sigma - \varepsilon$, где $\gamma = 1$ МПа (масштабно размерный коэффициент) Умножив и разделив последнюю дробь на ε_{el} (ε_{el} – относительная упругая деформация), получим

$$E_b = (\varepsilon_{el} / \varepsilon_b)(\sigma_b / \varepsilon_{el}) = \nu E_b, \quad (37)$$

где $\nu = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b$ – так называемый коэффициент упругих деформаций бетона ($1{,}0 > \nu > 0{,}15$), уменьшающийся с уменьшением класса бетона, $E_b = E_{imp\ n}$ – начальный модуль мгновенной деформации, нормы называют его начальным модулем упругости бетона, МПа, он находится как отношение σ к ε при $\sigma \leqslant 0{,}3 R_{bn}$ и может быть приближенно вычислен по формулам

для тяжелого бетона

$$E_b \approx 5{,}5 \quad 10^5 B / (870 + B), \quad (38)$$

для легкого бетона

$$E_b = 0{,}6 \gamma \sqrt{B} \quad (39)$$

Здесь γ – масса бетона, кг/м^3, B – класс бетона, МПа Значение E_b при тепловой обработке бетона снижается на 10%, а при автоклавной – на 25% Бетоны на пористых заполнителях обладают в 1,5 2 раза меньшим значением начального модуля упругости, поэтому являются более деформативными по сравнению с бетонами на плотных заполнителях

При осевом растяжении модуль упругопластичности бетона

$$E'_{bt} = \nu_t E_b, \quad (40)$$

при этом среднее значение $\nu_t = 0{,}5$

В исследованиях часто зависимость между E'_b и E_b выражают посредством коэффициента пластичности λ

$$\nu = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b = (\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}) / \varepsilon_b = 1 - \lambda, \quad (41)$$

где $\lambda = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b$ – коэффициент пластичности бетона, комплексно учитывающий нелинейность мгновенного деформирования и ползучесть Подставив его в формулы (36) и (37), получим

при сжатии

$$E_b = \nu E_b = (1 - \lambda) E_b, \quad (42)$$

при растяжении

$$E'_{bt} = \nu_t E_b (1 - \lambda_t) E_b = 0{,}5 E_b \quad (43)$$

При этом предельная растяжимость бетона

$$\varepsilon_{btu} = \sigma_{btu} / E'_{bt} = 2\sigma_{btu} / E_b = 2R_{bt,\ ser} / E_b \quad (44)$$

Для идеально упругого материала $\varepsilon_{pl} \to 0$ и $\nu = 1$, т е модуль деформаций совпадает с модулем упругости Опыты показывают, что для бетона $0{,}8 \geqslant \lambda \geqslant 0$ и λ зависит в конкретных условиях от длительности действия нагрузки

Значения модуля упругости бетона при сжатии и растяжении приведены в прилож 5

Значение модуля сдвига G бетона принимают по установленной в теории упругости зависимости

$$G = E_b / [2(1 + \nu)] \quad (45)$$

Подставив значение коэффициента поперечной деформации для бетона $\nu = 0{,}2$, получим $G = 0{,}42 E_b = 0{,}4 E_b$

4. Деформации при однократном длительном загружении. Как показывают опыты и практика эксплуатации зданий, при продолжительном действии постоянной нагрузки деформации каменных, бетонных и железобетонных конструкций не остаются неизменными, а увеличиваются во времени

Процесс деформирования остается неравновесным весьма длительное, а теоретически – неограниченное время, развитие деформаций, следуя за напряжениями, запаздывает во времени Конечные полные деформации конструкций могут за 3 4 года в несколько раз превышать мгновенные деформации Ползучестью называют свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии нагрузки Деформации ползучести бетона обус-

ловлены его структурными несовершенствами, абсолютная величина деформаций ползучести зависит от возраста, прочности бетона и материалов его составляющих, влажности среды и предыстории деформирования, она уменьшается по мере старения бетона, увеличения его прочности в момент нагружения и уплотнения после предшествующего многократного знакопеременного деформирования Являясь силовой деформацией, деформации ползучести бетона тем больше, чем выше уровень напряжений (σ_b / R_{bu}) При этом скорость деформаций ползучести бетона затухает во времени, асимптотически приближаясь к нулевому значению (рис 24, *а*) Наибольшую интенсивность нарастания деформаций ползучести бетона наблюдают в первые 3 4 мес

При стеснении деформации ползучести напряженное состояние сечения бетонного образца меняется Доля упругих деформаций и, следовательно, величина напряжений уменьшаются, а доля деформаций ползучести бетона возрастает Происходит замещение одних деформаций другими Ползучесть бетона увеличивается с уменьшением размеров испытуемого образца и уменьшается с понижением водоцементного отношения, увеличением влажности окружающей среды На деформации ползучести бетона оказывают также непосредственное влияние зерновой состав бетона, вид цемента, крупных и мелких заполнителей, технологические и многие другие факторы Бетоны на пористых заполнителях обладают большей ползучестью по сравнению с тяжелыми бетонами Нелинейная ползучесть бетона обусловливает перераспределение напряжений по высоте бетонных сечений и в статически неопределимых железобетонных конструкциях

● При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций нормы учитывают быстронатекающую ползучесть, под которой понимают ползучесть бетона, проявляющуюся непосредственно после нагружения бетона

5. Релаксация напряжений. Релаксацией напряжения бетона называют процесс снижения напряжения при стеснении его деформаций Если деформации бетона нарастают свободно, напряжения в сечениях элементов остаются постоянными В железобетоне ненапрягаемая арматура стесняет свободное развитие деформаций ползучести бетона, поэтому напряжения в бетоне не будут оставаться постоянными Они будут снижаться по мере ползучести бетона, а в арматуре в связи с самоуравновешиванием – увеличиваться Таким образом, если бетонному образцу (рис 24, *б*) задать деформацию ε_{b0}, обусловливающую напряжение $\sigma^0_{b\,0}$, а затем устранить возможность дальнейшего деформирования наложением связей, то с течением времени напряжения в бетоне будут уменьшаться, стремясь асимптотически к некоторой конечной величине (рис 24, *в*) Это свойство бетона обусловливает во времени разгружение бетона и нагружение арматуры, т е *перераспределение напряжении* между ними

Ползучесть и релаксация напряжений бетона имеют общую физико-механическую основу Математически они взаимосвязаны и оказывают существенное влияние на работу железобетонных конструкций, испытывающих воздействие длительной нагрузки Ползучесть бетона и релаксация напряжений (реологические свойства бетона) обусловливают рост прогибов железобетонных конструкций с течением времени, снижают предварительные напряжения в арматуре, способствуют перераспределению усилий в же-

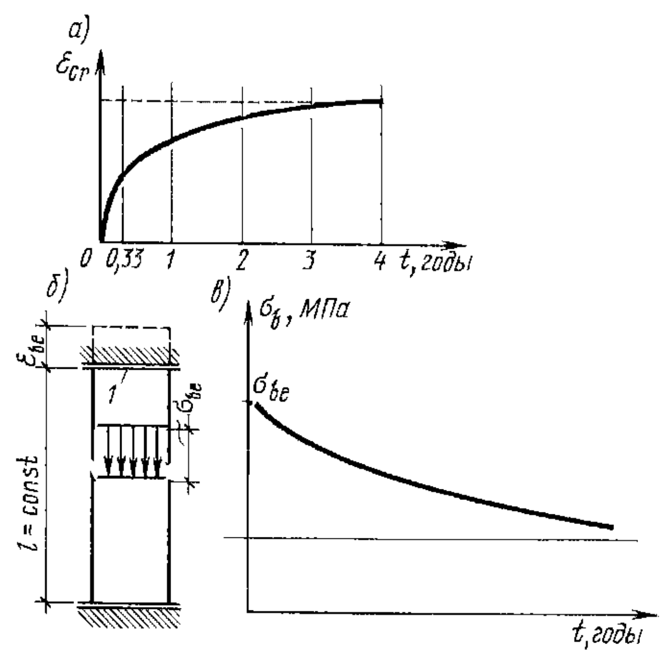


Рис 24 Деформативность бетона

а – рост деформаций ползучести во времени, *б*, *в* – снижение напряжений с течением времени; опытный образец и кривая $\sigma_{be} - t$, *1* – связи

лезобетонных статически неопределимых системах

6. Мера ползучести. Под мерой ползучести C_b понимают относительную деформацию ползучести бетона при $\sigma_b \leqslant 0,3 R_{bn}$, накопившуюся к моменту времени t при загружении образцов в $t_0 < t$ и приходящуюся на 1 МПа действующего постоянного напряжения

$$C_b(t,\ t_0) = \varepsilon_{cr}(t,\ t_0)/\sigma_b \tag{46}$$

Она равна тангенсу угла наклона к оси напряжений σ секущей хорды, проходящей через начало координат и точку K на кривой σ – ε (см рис 21) Заменив $\varepsilon_{cr} = \lambda\varepsilon_b$ и $\sigma_b = E_b\varepsilon_b = \nu E_b\varepsilon_b$, находят

$$C_b = \frac{\lambda}{\nu}\,\frac{1}{E_b} = \frac{1-\nu}{\nu}\,\frac{1}{E_b} = \frac{\lambda}{1-\lambda}\,\frac{1}{E_b} = \varphi\,\frac{1}{E_b}, \tag{47}$$

где $\varphi = \lambda/\nu = (1-\nu)/\nu = \lambda/(1-\lambda)$ – так называемая характеристика нелинейности деформирования бетона, φ может меняться от 0 до ∞, поэтому удобнее пользоваться коэффициентами ν и λ

Для бетонов естественного твердения значения предельной меры ползучести C_{bu} 10^{-6} (МПа$^{-1}$) в зависимости от пластичности бетонной смеси и класса бетона приведены в табл 2

Таблица 2 **Предельные меры ползучести**

Осадка конуса	Класс бетона					
	B10	B15	B20	B30	B40	B50
1...2	149	128	108	74	59	50
5...6	163	143	115	84	67	—
9..10	184	154	122	89	71	—

Значения предельной меры ползучести для бетонов, подвергнутых тепловлажностной обработке, принимают сниженными на 10%

Осредненная зависимость предельной меры ползучести от прочности бетона приведена на рис 25 Располагая значениями предельных мер ползучести и постоянных напряжений, можно вычислить относительные деформации ε_{cru} и абсолютные укорочения (удлинения) элементов Δl_{cr} к моменту стабилизации деформирования $t \to \infty$ Зная, например, пре-

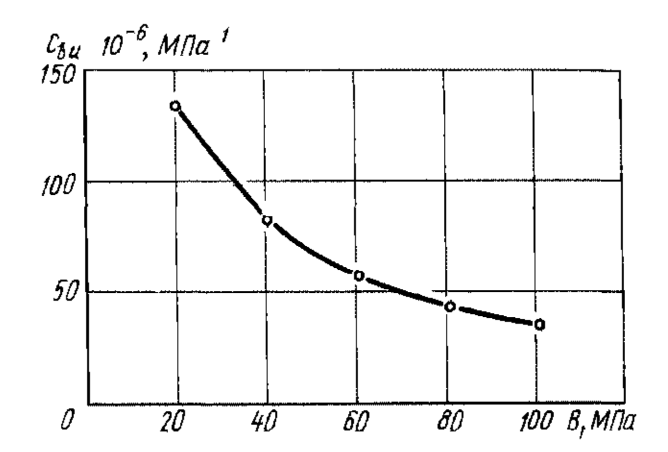


Рис 25 Осредненная зависимость меры ползучести c_{bu} от класса бетона B при напряжении в образцах 0,5 R_b

дельную меру ползучести бетона, легко определить толщину швов между элементами облицовки (в направлении сжимающего усилия), прикрепляемой к сжатым граням каменных, бетонных или железобетонных элементов

$$\Delta h = C_{bu}\sigma_b h, \tag{48}$$

где σ_b – сжимающие напряжения в бетоне, к которому крепится облицовка, h – высота облицовки в направлении действия сжимающего усилия, если толщина указанных швов меньше, чем требуемая по расчету, то неизбежно произойдет скалывание элементов облицовки

7. Деформации при многократном повторении нагрузки. Многократно повторные нагрузки могут иметь как статический, так и динамический характер

Статическими многократно повторными нагрузками являются такие, возрастание и снижение которых происходит медленно, а силы инерции не оказывают влияния на результаты расчета

К динамическим многократно повторным нагрузкам относят меняющиеся во времени нагрузки, при которых нельзя пренебречь влиянием инерционных сил на напряженно-деформированное состояние элементов конструкций или конструкций в целом

К статическим многократно повторяемым можно отнести нагрузки от периодически освобождаемых хранилищ, к динамическим – нагрузки от вибрационных машин

При однократном сжатии кратковременной нагрузкой бетонной призмы имеем кривую «σ – ε», обращенную во-

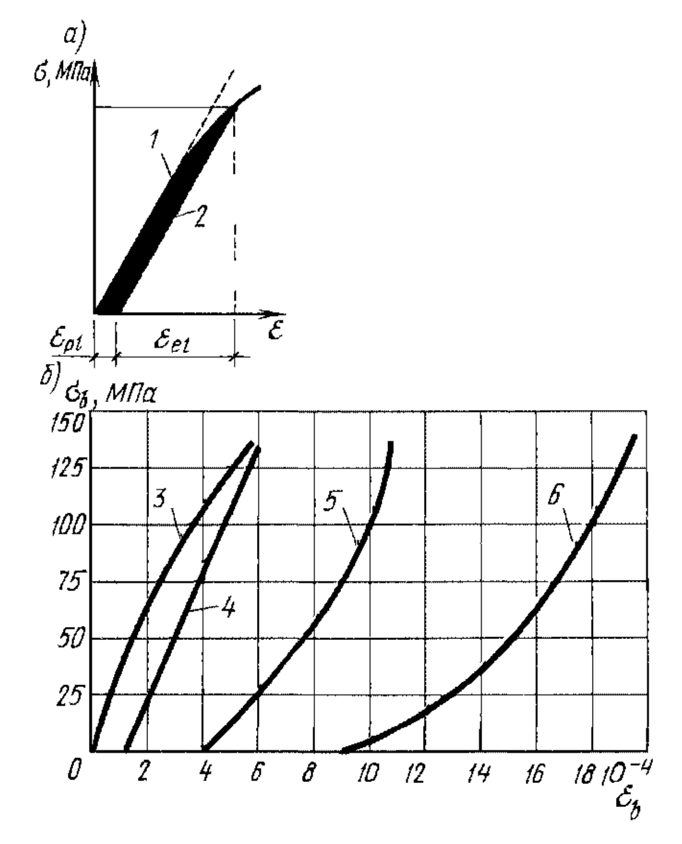


Рис 26 Зависимость между деформациями и напряжениями при повторных нагружениях

а – один цикл нагрузка – разгрузка *б* – многократное повторение циклов при $\sigma > R_f$; *1* – нагрузка, *2* – разгрузка; *3* – первичное нагружение, *4* – 675 циклов, *5* – 10,5 10^4 циклов, *6* – 34 1 10^4 цикла

гнутостью к оси деформаций (рис 26, *а*), что обусловлено мгновенными пластическими деформациями бетона ε_{pl}, при разгрузке призмы последние не восстанавливаются, вследствие чего образуется петля гистерезиса Площадь петли означает энергию, необратимо рассеянную единицей объема тела за один цикл нагружения – разгружения за счет несовершенства деформативных свойств материала

При повторении циклов нагрузка – разгрузка происходит постепенная выборка неупругих деформаций, при этом площадь петли гистерезиса постепенно уменьшается, достигая в пределе стабильной величины Если при загружении образца напряжения σ_b не превосходят предел выносливости ($R_f \approx 0{,}5$ B) бетона, деформации, постепенно затухая, достигают предельной величины, а стабильная зависимость между напряжениями и деформациями сохраняется при неограниченно большом числе циклов загружения

Когда напряжения в образцах превосходят предел выносливости, кривая «σ – ε» после некоторого числа циклов загружения начинает выгибаться в противоположную сторону (рис 26, *б*), и наступает хрупкое разрушение образца

При циклических нагрузках вибрационного характера в присутствии статического пригруза, создающего асимметрию нагружения, происходит снижение длительной прочности до предела выносливости бетона R_f, а также интенсификация ползучести – появляется виброползучесть, приводящая к увеличению деформаций ползучести бетона

Снижение длительной прочности и виброползучести бетона проявляется резче с ростом уровня напряжений, асимметрии циклов и частоты колебаний и смягчаются с увеличением исходных возраста и класса бетона Указанные изменения механических свойств бетона существенно влияют на несущую способность и деформативность железобетонных конструкций, поэтому их учитывают при расчетах

8. Предельные деформации при осевом растяжении и сжатии. Под предельными деформациями бетона при растяжении (или сжатии) понимают относительные средние удлинения (или укорочения) в момент разрушения центрально-растянутых (центрально-сжатых) образцов, испытанных по государственному стандарту Предельная растяжимость бетона 0,1 0,2 мм/м длины образца, т е $\varepsilon_{btu} = 0{,}0001$ $0{,}0002$ (в нормах $\varepsilon_{btu} = 0{,}00015$) Предельная растяжимость увеличивается при влажном хранении (примерно вдвое) с увеличением длительности приложения нагрузки и уменьшается с повышением прочности и плотности бетона

$$\varepsilon_{btu} = R_{bt,\,ser}/E'_{bt} = 2R_{bt\ ser}/E_b$$

От предельной растяжимости бетона зависит сопротивляемость растянутых зон сечений железобетонных элементов образованию трещин

Предельное относительное укорочение бетона ε_{bu} в 10 20 раз больше его предельного относительного удлинения ε_{btu} и составляет 0,8 4 мм/м длины образца (в нормах $\varepsilon_{bu} = 0{,}002$, а при длительном действии нагрузки $\varepsilon_{bu} = 0{,}0025$) Предельная сжимаемость бетона в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов достигает 0,003 0,005 При уменьшении ширины сечения к низу и особенно в тавровых сечениях с полкой в сжатой зоне

ε_{bu} уменьшается, а при уменьшении высоты сжатой зоны сечения – увеличивается

У бетонов на пористых заполнителях предельная сжимаемость и растяжимость бетона примерно в 2 раза выше, чем у тяжелых бетонов тех же марок Предельные поперечные деформации бетона ε_v при сжатии и растяжении определяют соответственно по предельным продольным относительным деформациям сжатия ε_{bu} и растяжения ε_{btu} посредством коэффициента поперечной деформации (коэффициента Пуассона) $\nu = 0{,}2$

$$\nu = 0{,}2 = \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_b} = \frac{\varepsilon_{vt}}{\varepsilon_{bt}}, \ \varepsilon_v = 0{,}2\varepsilon_b,$$

$$\varepsilon_{vt} = 0{,}2\varepsilon_{bt} \qquad (49)$$

В отличие от принятой предпосылки о синхронности продольных и поперечных деформаций отношение между поперечными ε_v и соответствующими продольными деформациями ε_b и ε_{bt} бетона остается примерно постоянным до границы образования микротрещин R_{b1} (предела выносливости R_f, рис 27,*а*), а затем постоянство нарушается, точных данных по этой зависимости еще нет Рост поперечных деформаций как при сжатии, так и при растяжении способствует образованию в бетоне микротрещин Это отрицательно сказывается на морозо- и коррозиостойкости бетона

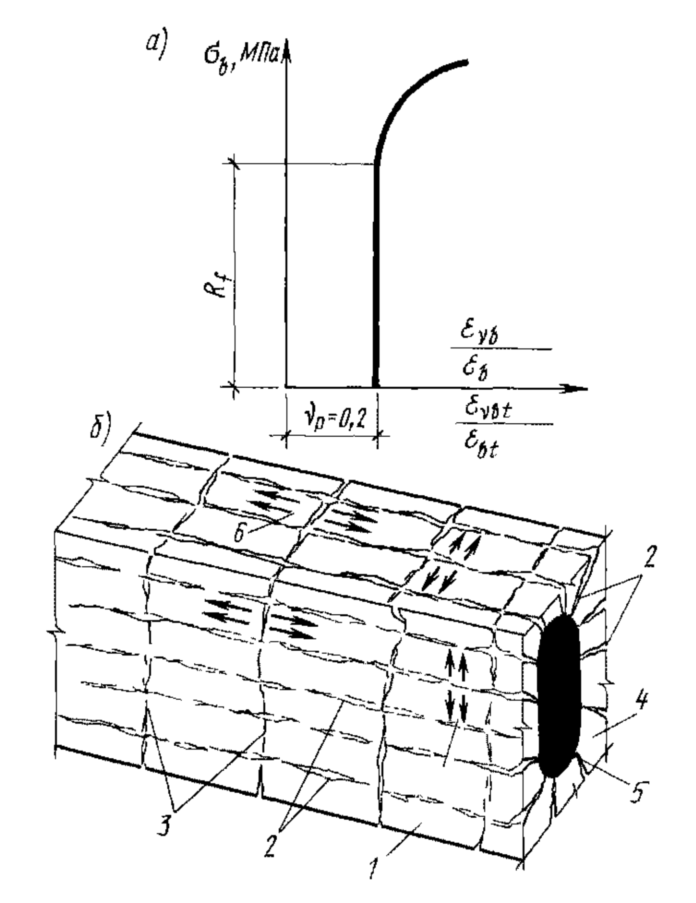


Рис 27 К определению деформативности бетона

а – зависимость между напряжениями и отношением поперечных деформаций (ε_{vb}, ε_{vbt}), к соответствующим продольным деформациям (ε_b, ε_{bt}), *б* – усадка бетона, *1* – фрагмент бетонной балки, *2*, *3* – продольные и поперечные усадочные трещины, *4* – наружный (высохший) слой; *5* – внутренний слой, *6* – растягивающие напряжения

9. Теория ползучести. Эталонный режим нагружения, служащий для получения главной характеристики ползучести бетона – меры простой ползучести бетона, является простейшим и основным Деформации ползучести бетона, накопленные образцом за время $t - t_0$ при эталонном загружении, всегда больше деформации ползучести, замеряемых за этот же период времени при любом другом статическом режиме нагружения Для ориентировочных количественных оценок деформаций ползучести достаточно величину меры простой ползучести умножить на функцию напряжения (в линейной постановке функцию напряжений заменяют значением напряжений)

Для более точных исследований учитывают влияние режима нагружения бетона Действительно, для одного и того же времени наблюдения t, при одинаковых продолжительных нагружениях $(t - t_0)$ конечные деформации ползучести неодинаковы при разных режимах нагружения, потому что бетон обладает способностью «запоминать» режим нагружения, предшествующий времени замера деформаций; для него характерно свойство наследственности по отношению к истории нагружения тел (при многократном загружении и $t - t_0 \to \infty$ влияние истории режима исчезает)

Система определений, гипотез и уравнений между характеристиками ползучести и простой ползучести составляет содержание теорий ползучести Для бетонов были разработаны две теории ползучести, основанные на основных свойствах деформирования бетонов *теория старения* и *теория наследственности* Общими для всех современных теорий ползучести бетонов является гипотеза *о синхронности развития во времени продольных и поперечных деформаций* (еще достаточно не

исследованная), *допущение о взаимонезависимости и малости частных деформаций* и *гипотеза о суперпозиции деформации ползучести* (две последние экспериментально подтверждаются приближенно).

В качестве основной гипотезы *теории старения*, а также ее вариантов (модифицированной теории старения) положена предпосылка, что меры деформаций ползучести при любом монотонном режиме загружения равны приращениям меры деформаций простой ползучести или, что то же самое, допущение о параллельности кривых ползучести и кривых простой ползучести

$$C(t, \tau) = C_0(t, t_0) - C_0(\tau, t_0), \tag{50}$$

где τ — текущая координата времени, t — момент конечного наблюдения деформаций, t_0 — момент начала нагружения

Как показывают эксперименты, теория старения преувеличивает влияние старения материала и преуменьшает расчетные значения деформаций ползучести

В качестве основной гипотезы *теории наследственности* положена предпосылка, что меры деформации ползучести при любом монотонном режиме загружения равны мере деформации простой ползучести

$$C(t, \tau) = C_0(t, \tau) \tag{51}$$

Исследования, осуществленные с целью проверки теории наследственности, привели к выводу о том, что она не только исключает учет старения, но и преувеличивает расчетные значения деформации ползучести

Обе указанные теории дают некоторые предельные значения деформации ползучести наименьшие и наибольшие Кроме того, как показал анализ, в ряде случаев их использование может привести к качественно неверным результатам Основной причиной их существования и дальнейшего применения является относительная математическая простота, состоящая в элементарном переходе от интегральных к дифференциальным уравнениям состояния

Желание устранить недостатки указанных теорий и сгладить их крайности побудило ряд исследователей к разным предложениям по их усовершенствованию

Наибольшее признание и распространение в теории железобетона получила теория упругоползучего тела, разработанная советскими учеными Н Г Масловым и Н Х Арутюняном Теория упругоползучего тела учитывает как свойство старения бетона, так и свойство наследственности По мере старения бетона и стабилизации его возрастных изменений теория упругоползучего тела приближается к теории наследственности, основные ее исходные предпосылки

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) C_0(t, \tau),$$

где $\varphi(\tau)$ — некоторая функция старения

Взаимосвязь и взаимопреемственность различных теорий ползучести обусловливает существование единой записи реологического уравнения механического состояния материалов,

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{S_{imp}[\sigma(t), \sigma(t)]}{E_{imp}(t)} - \\ - \int_{t_0}^{t} S_{cr}[\sigma(\tau), R(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau)\, d\tau, \tag{52}$$

где S_{imp} и S_{cr} — функции напряжений, отражающие влияние нелинейности деформирования, уровня и режима нагружения Из него, как частные, получают физические уравнения перечисленных теорий ползучести

10. Усадка. Под усадкой понимают способность бетона сокращаться в объеме при твердении на воздухе Бетоны, приготовленные на специальном цементе (расширяющемся или безусадочном), не имеют усадки Различают усадку автогенную, вызываемую физико-химическими процессами при твердении бетона, и влажностную, обусловленную изменением содержания в нем воды Автогенная усадка не имеет большого практического значения, потому что происходит в начальной стадии твердения, когда модуль деформации еще мал Влажностная усадка в 10 20 раз больше автогенной усадки и имеет большое значение, потому что вызывает на поверхности бетона усадочные трещины, снижающие его прочность Высыхание бетона начинается с испарения влаги из более крупных пор,

однако это не вызывает усадки После того как относительное по массе количество воды в порах достигнет критического значения (0,013 0,0135), дальнейшее понижение влагосодержания сопровождается сокращением объема, которое приблизительно пропорционально потере влаги ниже критического значения

Образование усадочных трещин обусловливается тем, что объем наружных слоев элемента интенсивно уменьшается, в то время как внутренний слой не успевает сократиться в объеме Это вызывает в еще неокрепшем наружном слое собственные растягивающие напряжения, вследствие чего на поверхности бетона могут появиться многочисленные усадочные трещины (рис 27, *б*) Усадочные трещины в первую очередь появляются в наиболее слабых местах конструкции – у резких переходов сечений, у ребер, в местах быстрого высыхания

Замечено, что бетонные массивы высыхают медленно и неравномерно от периферии к ядру Это явление вызывает неравномерность усадки, общая величина которой оказывается значительно меньшей, чем в элементах малого объема из того же бетона По мере высыхания внутреннего ядра усадочные трещины закрываются и часто становятся невидимыми При этом возможно срастание трещин и частичное самовосстановление структуры бетона Поэтому собственные напряжения от усадки бетона непосредственно не учитывают при расчете железобетонных конструкций малых поперечных сечений Отрицательное влияние усадочных напряжений учитывают косвенно коэффициентом однородности бетона, конструктивной арматурой и устройством усадочных швов

● Размеры усадки бетона и изменение ее во времени зависят от многих факторов 1) с увеличением цемента на единицу объема бетона, возрастает усадка, при этом высокоактивные и глиноземистые цементы дают большую усадку, 2) с увеличением В/Ц увеличивается усадка, 3) чем меньше зернистость песка и больше пористость щебня, тем больше усадка, 4) чем влажнее условия твердения, тем меньше усадка С уменьшением влажности воздуха с 90 до 25% усадка увеличивается примерно в 6 7 раз, 5) бе-

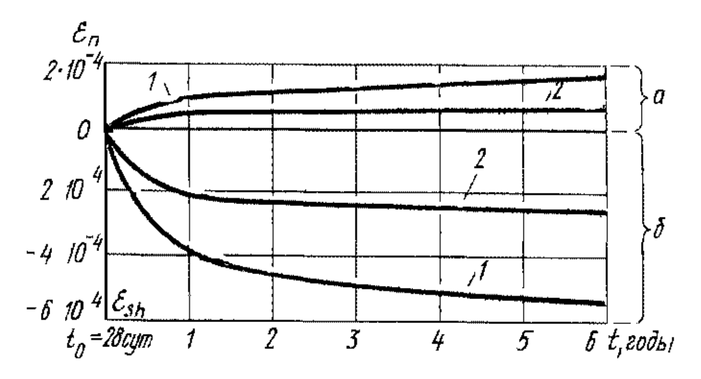


Рис 28 Кривые усадки и набухания бетонных неармированных (*1*) и армированных (*2*) образцов

а – набухание в воде, *б* – усадка на воздухе

тоны на щебне дают меньшую усадку, чем бетоны на гравии При этом повышение содержания крупных заполнителей снижает размер усадки бетона Усадка бетона примерно обратно пропорциональна модулю упругости крупных заполнителей

Величина средней годичной линейной усадки тяжелого бетона $\varepsilon_{sh} \approx 0{,}0002$ 0,0004, а легкого бетона $\varepsilon_{sh} = 0{,}00045$ Наибольшая часть ее проявляется в начальный период твердения и в течение первого года (рис 28) Это обусловливается уменьшением влажностного градиента по мере высыхания бетона и ростом кристаллических сростков, оказывающих все большее сопротивление остающимся усадочным напряжениям

Количество стальной арматуры и ее распределение по сечению элемента влияют на проявление усадки бетона Опыты показывают (см рис 28), что даже небольшое продольное армирование бетонных образцов снижает деформации усадки более чем на 2 раза по сравнению с неармированными образцами Это объясняется тем, что арматура, обладающая значительно большим модулем упругости, в результате сцепления с бетоном вовлекается в его совместную работу и тем препятствует свободным усадочным деформациям бетона (рис 29, *а*) Вследствие этого в бетоне возникают начальные растягивающие напряжения, а в арматуре – сжимающие Растягивающее усилие в бетоне равно сжимающему усилию в арматуре, так как процесс усадки происходит самоуравновешенно без внешней нагрузки Разность деформации $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{shb} - \varepsilon_{sh}$ представляет собой сред-

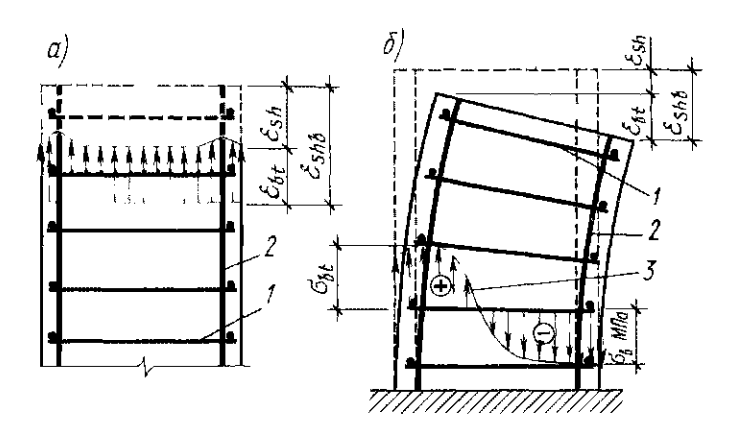


Рис 29 Схема деформации армированного элемента от усадки бетона

а, б – симметричное и несимметричное армирование 1 – поперечная, 2 – продольная (рабочая) арматура 3 – примерная эпюра напряжений сжатия σ_b и растяжения σ_{bt} в бетоне; ε_{sh} – усадка железобетонного образца, ε_{shb} – усадка бетонного образца-близнеца ε_{bt} – деформации растяжения бетона в железобетонном образце от усадки бетона

нюю деформацию растяжения бетона в железобетонном элементе от усадки бетона Если использовать закон Гука, то средние растягивающие напряжения в бетоне от усадки железобетона будут равны

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt}\,\nu_t\,E_b, \tag{53}$$

где ν_t – коэффициент упругости бетона при растяжении

Вблизи арматуры растягивающие напряжения в бетоне имеют наибольшую величину, по мере удаления от арматуры они уменьшаются Исходя из закона Гука, средние напряжения сжатия в арматуре от усадки бетона составляют

$$\sigma_{shs} = \varepsilon_{sh}\,E_s \tag{54}$$

Усадочные деформации и начальные напряжения в железобетонном элементе находят из совместного решения еще двух уравнений

уравнения деформаций

$$\varepsilon_{bt} + \varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shb}, \tag{55}$$

уравнения равновесия внутренних усилий, при двустороннем симметричном армировании

$$\sigma_{bt}\,A_b = \sigma_s\,A_s \tag{56}$$

Подставив в уравнение (56) значения из уравнения (53) и (54) и решая совместно уравнения (55) и (56), получим

$$\varepsilon_{bt} = (\varepsilon_{shb}\,\alpha' + \mu)/(1 + \alpha'\mu), \tag{57}$$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shb}/(1 + \alpha'\mu) \tag{58}$$

По найденным деформациям из уравнений (53) и (57) получим напряжения растяжения в бетоне

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt}\nu_t E_b = \frac{\varepsilon_{shb}E_s\mu}{1 + \alpha'\mu} \tag{59}$$

Из уравнений (54) и (58) получим напряжения сжатия в арматуре

$$\sigma_{shs} = \varepsilon_{sh}\,E_s = \varepsilon_{shb}E_s/(1 + \alpha'\mu), \tag{60}$$

где $\mu = A_s/(bh)$, $\alpha' = E_s/(\nu_t E_b) = \alpha/\nu_t$

● Из формулы (59) видно, что собственные растягивающие напряжения в бетоне железобетонного элемента от усадки бетона зависят от трех основных факторов 1) свободной усадки бетона ε_{shb}, 2) коэффициента армирования μ, 3) класса бетона (деформативных свойств)

При напряжениях $\sigma_{bt} > R_{bt\ ser}$ в бетоне образуются трещины Если принять $\varepsilon_{shb} = 0{,}3$ мм/м, и $\nu_t = 0{,}5$, то, пользуясь формулой (59), получим значения σ_{bt} при различных коэффициентах армирования и классах бетона Они показывают, что усадочные трещины в железобетонных элементах могут появиться только при сравнительно высоких процентах армирования Растягивающие напряжения в бетоне распределяются по сечению неравномерно Наибольшие напряжения возникают в зоне контакта с арматурой При расстояниях между арматурными стержнями более 400 мм эта неравномерность оказывается значительной и приводит к образованию усадочных трещин Поэтому при конструировании железобетонных элементов устанавливают специальную противоусадочную арматуру, чтобы расстояние между любыми стержнями не превышало 400 мм

В изгибаемых элементах с одиночной арматурой, во внецентренно сжатых и растянутых элементах с большими эксцентриситетами влияние усадки будет сводиться к созданию момента внутренних сил, вызывающего растяжение бетона со стороны армированной грани сечения и сжатия на противоположной грани (рис 29, *б*) Растягивающие напряжения в бетоне от его усадки будут при этом суммироваться с растягивающими напряжениями от воздействия внешних нагрузок и способствовать более раннему появлению трещин в бетоне С появлением

трещин влияние усадки уменьшается, а в стадии разрушения вовсе исчезает

В статически неопределимых конструкциях (арках, рамах и т д) усадка бетона может вызвать дополнительные внутренние усилия, с которыми в особых случаях необходимо считаться Их определяют методами строительной механики, как в упругих системах, принимая коэффициент линейного укорочения от усадки железобетона для тяжелого железобетона $\varepsilon_{sh} = 0{,}00015$, для легкого железобетона $\varepsilon_{sh} = 0{,}0002$

11. Набухание. Под набуханием понимают способность бетона увеличиваться в объеме при сильном увлажнении (помещении в воду) Процесс набухания бетона в воде намного быстрее усадки, потому что капиллярный подсос воды идет значительно быстрее, чем диффузия влаги при высыхании бетона Опыты показывают, что значение линейного набухания в 4 6 раз меньше линейной усадки (см рис 28) и составляет не более 0,05 0,11 мм в год При набухании проникновение воды начинается с поверхности бетона, поэтому объем наружных слоев увеличивается, в то время как внутренний не успевает увеличиться Это вызывает в наружном слое бетона неопасные сжимающие напряжения, которые не учитывают при расчете железобетонных конструкций

Продольное армирование бетонных образцов влияет на деформации набухания не менее значительно, чем на аналогичные деформации усадки, – снижает их более чем в 2 раза по сравнению с неармированными образцами При этом в бетоне армированных элементов возникают начальные сжимающие напряжения, а в арматуре – растягивающие Их определяют по формулам (53) и (54)

Начальные напряжения в бетоне и арматуре железобетонных элементов от набухания бетона значительно ниже, чем от усадки бетона, так как свободные деформации набухания бетона меньше деформаций его усадки

12. Температурные деформации. Бетон с увеличением температуры расширяется, а с ее понижением сжимается *Коэффициентом линейной температурной деформации* называют относительное удлинение (укорочение) бетонного образца при нагреве (охлаждении) на 1 °С (в пределах изменения температуры от –40 до +50 °С).

По нормам $\alpha_{bt} = 0{,}00001$ для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона при мелком плотном заполнителе, 0,000007 – для легкого бетона при мелком пористом заполнителе, 0,000008 град $^{-1}$ – для ячеистого и поризованного бетонов При температуре ниже –20 °С α_{bt} может достигать соответственно 0,000018 и 0,000015 град$^{-1}$

При понижении температуры бетона в процессе его твердения температурные напряжения суммируются с усадочными растягивающими напряжениями, вследствие чего увеличивается опасность появления трещин в еще неокрепшем бетоне Температурно-усадочные напряжения отрицательно влияют на прочностные характеристики бетонов Стесненные температурные деформации, накапливаясь по мере увеличения размеров конструкций, могут создавать недопустимые напряжения и вызвать обрушение Поэтому нормы ограничивают размеры деформационного блока железобетонных сооружений Для конструкций одноэтажных зданий, колонны которых являются достаточно гибкими и слабее стесняют температурные деформации, нормы рекомендуют увеличивать предельные расстояния между деформационными швами (см прилож 6) на 20%, а для конструкций, возводимых в районах с минимальной среднемесячной температурой ниже –20 °С, – уменьшать на 25%

В общем случае расстояние между температурно-усадочными швами определяют расчетом блоков на температурно-влажностные воздействия

Усилия, возникающие от изменения температуры элементов, определяют с учетом перераспределения усилий за счет неупругих деформаций и наличия трещин Температурные удлинения находят в зависимости от времени монтажа конструкций

Если здание смонтировано зимой, то летом абсолютные деформации удлинения Δ_{bt} линейных железобетонных элементов

$$\Delta_{bt} = \alpha_{bt} L(\Delta T - T_e)(1 - \lambda_t), \tag{61}$$

а начальные напряжения сжатия в ли-

нейных элементах при стеснении их удлинения (по закону Гука)

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt} E_b = (\Delta_{bt}/L) E_b = $$
$$= \alpha_{bt} (\Delta T - T_e)(1 - \lambda_t) E_b, \qquad (62)$$

где L — расстояние между температурно-усадочными швами, $\Delta T = t - t_0$ — максимальный расчетный перепад температуры, T_e — снижение температуры, эквивалентное усадке бетона, $\lambda_t \approx 0{,}5$ — коэффициент пластичности бетона при растяжении

Если здание смонтировано летом, то зимой абсолютные деформации укорочения Δ_{bt} линейных элементов

$$\Delta_{bt} = \alpha_{bt} L(\Delta T + T_e)(1 - \lambda), \qquad (63)$$

где $\lambda = 0{,}7$ — коэффициент пластичности бетона при сжатии

Пример. Определить температурные напряжения в неразрезном линейном железобетонном элементе, лишенном свободы перемещения, летом и деформацию укорочения — зимой. Длина элемента $L = 30$ м Здание неотапливаемое Перепад температуры $\Delta T = 60\,°C$ Бетон класса B30 ($E_b = 33\,000$ МПа)

Решение. По формуле (62), предполагая, что здание строилось зимой, напряжения сжатия в летний период

$$\sigma_{bt} = \alpha_{bt} (\Delta T - T_e)(1 - \lambda_t) E_b =$$
$$= 1 \ 10^{-5} (60 - 15) \ (1 - 0{,}5) 3{,}3 \ 10^4 =$$
$$= 0{,}1 \ 45 \ 3{,}3 \ 0{,}5 = 7{,}4 \text{ МПа},$$

т е равными расчетной призменной прочности бетона класса B12,5

По формуле (63), предполагая, что здание строилось летом. укорочение бетона в зимний период

$$\Delta_{bt} = \alpha_{bt} L(\Delta T + T_e)(1 - \lambda) =$$
$$= 1 \ 10^{-5} \ 3 \ 10^3 (60 + 15)(1 - 0{,}7) =$$
$$= 3 \ 0{,}75 \ 0{,}3 = 0{,}675 \text{ см},$$

т е необходимо между соседними элементами предусматривать зазор, равный 7 мм

Значения величин σ_{bt} и Δ_{bt} в действительности будут несколько меньше, так как деформации неразрезных линейных элементов в зданиях не лишены полностью свободы перемещения

§ 9. Предварительное обжатне бетона

1. Значение предварительного обжатия. Предварительное обжатие — напряжение сжатия, создаваемое в бетоне конструкции в момент отпуска натяжных устройств арматуры Оно зависит от многих факторов образования в обжатых элементах продольных трещин (вследствие совместного действия усилия обжатия и усадочных деформаций), необходимости ограничения в элементах появления или раскрытия трещин от эксплуатационных нагрузок, допускаемых прогибов Часто факторы, влияющие на оптимальное значение предварительного обжатия, противоречат друг другу Например, из условия минимальных деформаций ползучести бетона и связанных с ними потерь предварительного напряжения в арматуре, а также недопущения образования продольных трещин в бетоне (вдоль арматуры) следует назначать минимально возможное обжатие бетона, а из условия недопущения образования трещин или ограничения ширины их раскрытия в стадии эксплуатации — максимально возможное обжатие бетона Из условия обеспечения допустимого прогиба конструкции требуется невысокое обжатие бетона, из условия ограничения ширины раскрытия трещин в конструкции — достаточно высокое обжатие бетона

Оптимальное значение предварительного обжатия бетона назначают по совокупности требований, предъявляемых к заданной конструкции В общем случае оптимальным будет такое предварительное обжатие бетона, когда оно не вызывает структурных разрушений конструкции в момент обжатия, не приводит к снижению ее долговечности, а необходимые трещиностойкость и жесткость конструкции достигаются без существенного перерасхода стали

Нормы ограничивают только верхний предел предварительного обжатия бетона, но требуют расчета конструкции на прочность в момент отпуска натяжных устройств. При этом усилия обжатия бетона принимают за внешнюю нагрузку Это позволяет варьировать значением предварительного обжатия бетона в широких пределах в зависимости от размеров поперечного сечения элемента конструкции, трещиностойкости, жесткости, ширины раскрытия трещин и других факторов Максимальные сжимающие напряжения в бетоне $\sigma_{bp\,max}$ в стадии предва-

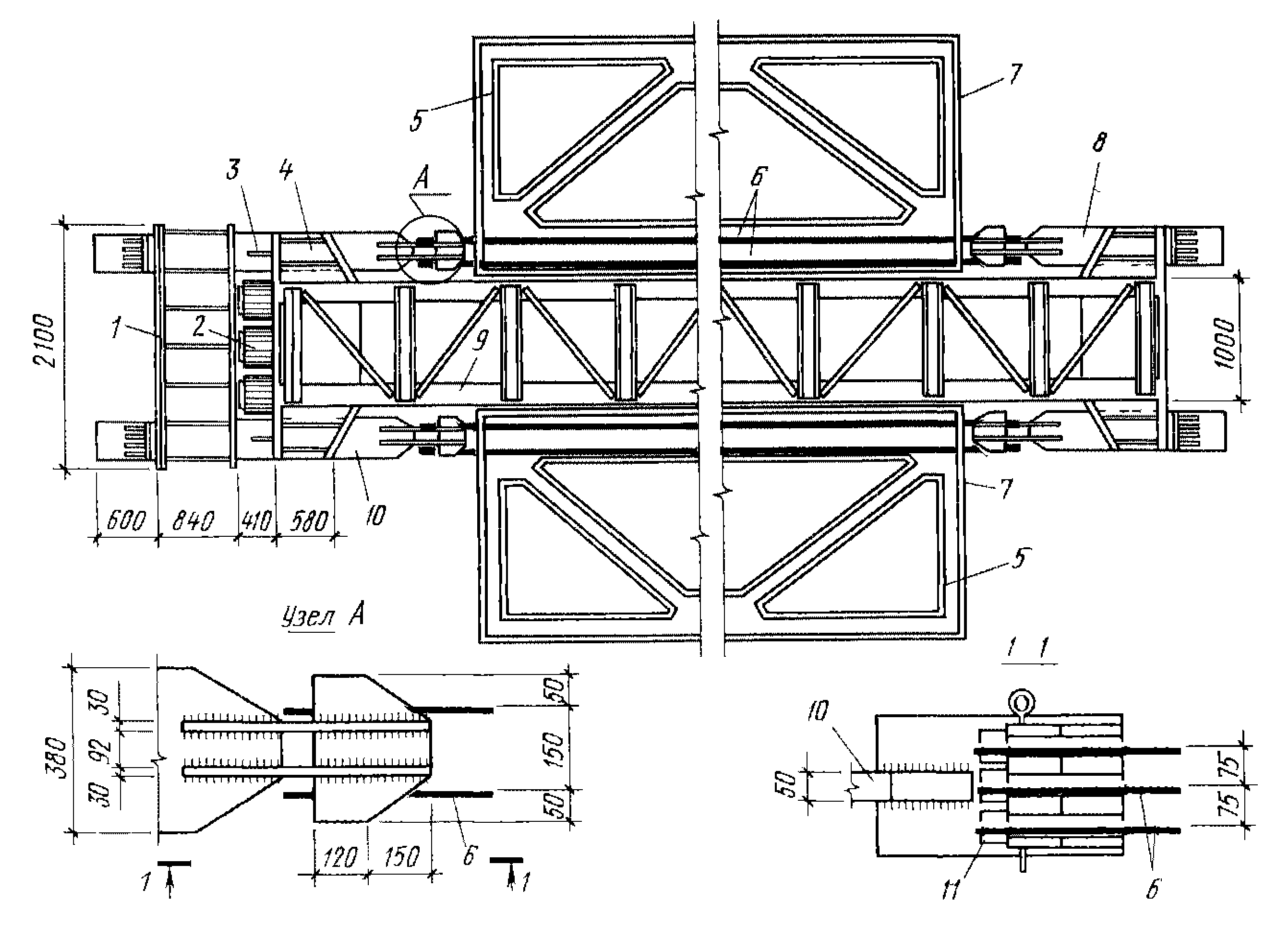


Рис 30 Стенд с траверсами для натяжения группы стержней

1 — подвижная траверса, *2* — гидравлические домкраты *3* — клин-фиксатор, *4* — упоры стенда, *5* — ферма; *6* — стержневая арматура *7* — металлическая опалубка; *8* — неподвижная тяга *9* — пространственная ферма-распорка *10* — подвижная тяга, *11* — захваты из приваренных коротышей

рительного обжатия принимают по прилож 7, а передаточную прочность бетона R_{bp} — по прилож 1 Передаточную прочность R_{bp} принимают не более 0,65 *B* для тяжелых бетонов классов В20 В35 и 0,7 *B* для классов В40 и более Нормальные напряжения в бетоне σ_{bp} определяют на уровне крайнего сжатого волокна по формуле (90), как для упругих тел по приведенному сечению с учетом потерь предварительного напряжения по п 1 6 табл 5 и при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$

2. Одноосное обжатие. Под одноосным понимают обжатие бетона в направлении одной (например, продольной) оси элемента Одноосному обжатию подвергают элементы, работающие на осевое или внецентренное растяжение, на внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом, а также изгибаемые линейные элементы (рис 30) В этих элементах предварительному напряжению подвергают лишь продольную рабочую арматуру Оно особенно целесообразно, когда укладку и натяжение арматуры производят на всю длину стенда одновременно для многих одинаковых элементов

3. Двухосное обжатие. Под двухосным понимают предварительное обжатие бетона в направлении двух осей элемента, в которых действуют наиболее опасные растягивающие усилия Такое обжатие бетона создают в элементах, работающих в двух направлениях (плиты, опертые по контуру, по углам, рис 31, *а*, или на сплошное основание, стенки резервуаров или напорных труб) Двухосное обжатие бетона целесообразно осуществлять в элементах, армируемых высокопрочной проволокой непрерывным методом, сущность которого заключается в том, что проволока (канат), предварительно напряженная на заданную величину, непрерывно укладывается по поддону формы, что в соответствии с принятой схемой армирования элемента Фиксация натянутой проволоки (каната) в расчетном положении производится штырями, расставленными по периметру поддона

3. Трехосное обжатие. Под трехосным понимают предварительное обжатие

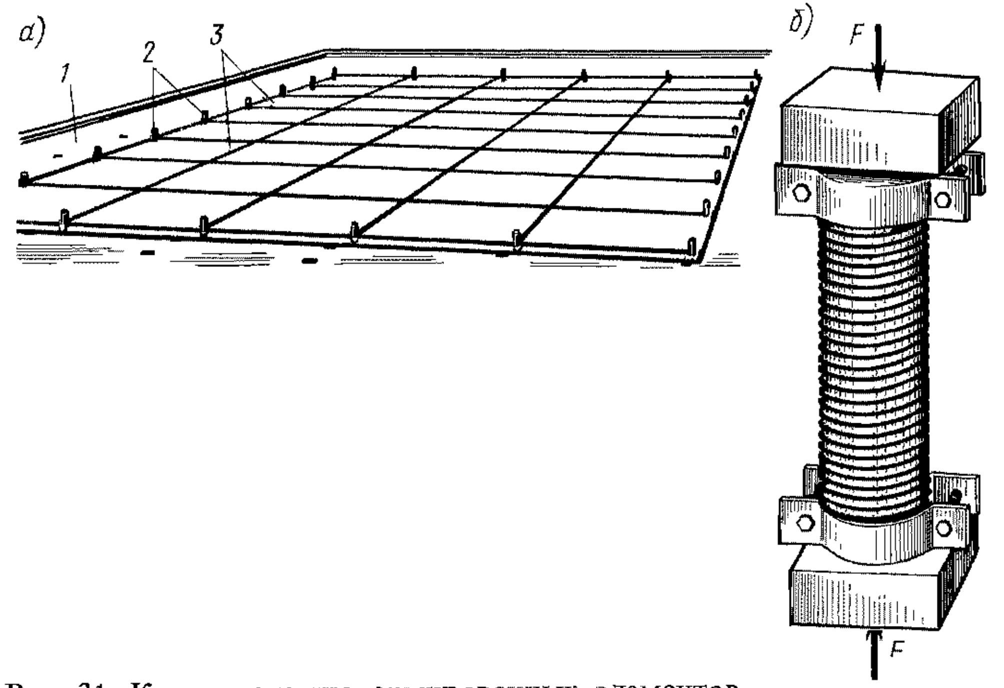


Рис 31 К определению армированных элементов

а – рабочая предварительно напряженная арматура плиты, работающей в двух направлениях· *б* – образец колонны с напрягаемой продольной н поперечной арматурой *1* – силовой поддон; *2* – штыри; *3* – перекрестная предварительно напряжениая проволочиая (канатная) арматура

(объемное) бетона в направлении трех (обычно взаимно перпендикулярных) осей элемента, в которых действуют наиболее опасные растягивающие усилия Примером могут служить разнообразные непрерывно армированные элементы, колонны (рис 31, *б*) со спиральной и продольной напрягаемой арматурой, корпуса атомных реакторов, большепролетные, высокие и тяжелонагруженные здания

§ 10. Другие виды бетонов

1. Ячеистый бетон. Под ячеистым понимают легкий по средней плотности (600 1200 кг/м^3) бетон ячеистой структуры с искусственно созданными порами, состоящий из затвердевшей смеси вяжущего (цемента, извести или смешанного вяжущего) и кремнеземистого компонента (молотого песка или золы).

Кроме тяжелых и легких бетонов в практике строительства с каждым годом расширяется применение многих других видов бетонов Основными из них являются ячеистый бетон, крупнопористый бетон, поризованный бетон, плотный силикатный бетон, жаростойкий бетон, кислотостойкий бетон, полимерцементный бетон, полимербетон, самонапрягающийся бетон

Ячеистый бетон получают на основе разнообразных порообразующих (пена, газ) веществ В зависимости от этого ячеистые бетоны разделяют на *пенобетоны* и *газобетоны* В качестве газообразователя обычно используют алюминиевую пудру В зависимости от состава различают *пеносиликаты*, *пенозолобетоны* Ячеистые бетоны твердеют преимущественно в автоклавных, при давлении пара до 1,2 МПа и температуре 174 °С В зависимости от объемной массы прочность ячеистых бетонов достигает 15 МПа

Усадка ячеистых бетонов в 2 3 раза больше усадки тяжелых бетонов, $\varepsilon_{shb} = (4 \quad 6) 10^{-4}$ – они растрескиваются при твердении на воздухе Проводятся крупные иссследования по созданию качественных ячеистых бетонов без автоклавной обработки Из-за низкой плотности ячеистые бетоны не обеспечивают надежную сохранность арматуры от коррозии, поэтому ее покрывают цементно-водной смесью или цементно-битумной мастикой

Применение ячеистых бетонов в слабосжатых частях сечений железобетонных элементов и ограждающих конструкциях существенно улучшает технико-экономические показатели зданий Основные прочностные и деформативные характеристи-

ки ячеистых бетонов приведены в СНиП 2 03 01 – 84

2. Крупнопористый и поризованный бетон. Под крупнопористым и поризованным понимают крупнозернистый облегченный или легкий бетон крупнопористой и поризованной структуры, на цементном вяжущем, плотных и пористых заполнителях Такие бетоны целесообразны для районов, где имеются крупные заполнители, но отсутствует природный песок Они обладают относительно низкой прочностью и малым коэффициентом теплопроводности, поэтому используются в основном в ограждающих конструкциях зданий Основные расчетные характеристики крупнопористого и поризованного бетонов класса B2,5 и выше приведены в СНиП 2 03 01 – 84

3. Плотный силикатный бетон. Под плотным силикатным понимают бесцементный тяжелый песчаный мелкозернистый бетон автоклавного твердения, получаемый на основе известкового вяжущего Такой бетон обладает хорошим сцеплением с арматурой и надежно защищает ее от коррозии Прочность силикатного бетона достигает 60 МПа Он обладает в 1,5 2 раза меньшим начальным модулем упругости и меньшей ползучестью по сравнению с равнопрочным цементным бетоном Из него целесообразно делать малогабаритные элементы конструкций (панели перекрытий и покрытий, разнообразные балки и прогоны) Стоимость железобетонных конструкций из силикатного бетона ниже стоимости железобетонных конструкций из тяжелого бетона на 25% и более

Конструкции из плотного силикатного бетона проектируют по специальным нормам

4. Жаростойкий бетон. Под жаростойким понимают тяжелый и легкий бетоны, способные длительное время сохранять в заданных пределах свои прочностные и деформативные свойства при эксплуатационных температурах 200 ..1800 °С При температурах до 1200 °С основным вяжущим жаростойкого бетона остается портландцемент, к которому добавляют (до 30 100% от массы цемента) тонкомолотые компоненты (зола-унос, цемянка, пемза, молотый кварцевый песок) При температуре 1200 °С применяют смешанное жароупорное вяжущее, состоящее из портландцемента и тонкомолотого шамота в порпорции 1 1 по массе В жаростойких бетонах, предназначенных работать при температуре 1400 °С, вяжущим является глиноземистый цемент (или жидкое стекло с кремнефтористым натрием), а при температуре 1700 °С – портландцемент с хромитовым заполнителем и с добавкой ортофосфорной кислоты Разработан бетон на фосфатной связке для температуры до 1800 °С, на основе высокоглиноземистого цемента с легковесным корундовым заполнителем Применение жаростойкого бетона и железобетона в конструкциях тепловых агрегатов, туннельных и доменных печей позволяет существенно снизить их стоимость и сократить сроки строительства и эксплуатационные затраты

Проектирование конструкций из жаростойкого бетона производят по специальным нормам

5. Кислотостойкий бетон. Под кислотостойким понимают бетон, сохраняющий длительное время заданные свойства в условиях агрессивной среды (водной и паровоздушной, содержащих кислоту). Кислотостойкие бетоны создают на основе пуццолановых или шлаковых портландцементов, жидкого стекла – в зависимости от степени агрессивности среды Железобетонные конструкции из кислотостойкого бетона проектируют на основании специальных норм

6. Полимерцементный бетон. Под полимерцементным понимают бетон, содержащий разнообразные полимерные добавки (дивинилстирольный латекс, поливинилацетатная эмульсия) в количестве до 20% от массы цемента. Полимерцементные добавки существенно изменяют физико-механические свойства бетона повышают прочность на растяжение и предельную растяжимость (в несколько раз), повышают также плотность, водонепроницаемость, коррозионную стойкость и сцепление с арматурой, понижают усадку в водопоглощение Ползучесть полимерцементного бетона значительно выше ползучести тяжелого бетона на портландцементе Пропаривание полимерцементного бетона не допускается, так как при

повышенной влажности рост его прочности замедляется Основной недостаток полимерцементных бетонов заключается в дефицитности и высокой стоимости полимерной добавки

Попытки получить полимерцементный бетон известны с давних времен Еще в Древней Руси для придания известковым растворам водостойкости применяли бычью кровь, яичные белки и свежий творог – натуральные высокополимерные вещества белкового характера В настоящее время полимерцементный бетон применяют при устройстве разнообразных гидроизоляционных покрытий (перронов, дорог, аэродромов), полов промышленных зданий и водонепроницаемых конструкций

7. Полимербетон. Под полимерным понимают бетон, в котором цемент полностью заменен полимерными вяжущими материалами Полимербетон по сравнению с тяжелым бетоном более прочный, обладает большей растяжимостью (в несколько раз), водонепроницаем, устойчив к коррозии Ползучесть полимербетона в несколько раз выше ползучести тяжелого бетона Этот и другие недостатки (высокая стоимость, малоизученность) пока не позволяют широко использовать полимербетон в несущих железобетонных конструкциях

8. Самонапрягающийся бетон. Под самонапрягающимся понимают бетон, объем которого в процессе твердения существенно увеличивается Его изготовляют на расширяющемся цементе ВРЦ, состоящем из смеси портландского и глиноземистого цементов и гипса В НИИЖБе разработан бетон, в котором увеличение объема происходит за счет образования гидросульфоалюмината кальция Главное достоинство саморасширяющегося бетона заключается в способности в процессе твердения растягивать арматуру на проектную величину и таким образом создавать в ней необходимые предварительные напряжения Сам бетон при этом получает предварительное обжатие Саморасширяющийся бетон применяют в самонапрягающихся железобетоннных конструкциях (напорные трубы)

Это благодаря отказу от натяжных механизмов упрощает технологию их производства, позволяет использовать стали с относительно невысокими прочностными показателями

§ 11. Прочностные и деформативные характеристики арматуры

1. Назначение. Под арматурой понимают гибкие или жесткие стальные стержни, размещенные в массе бетона, в соответствии с эпюрами изгибающих моментов, поперечными или продольными силами, действующими на конструкцию в стадии ее эксплуатации Назначение арматуры – воспринимать растягивающие усилия (при изгибе, внецентренном сжатии, центральном и внецентренном растяжении), а также усадочные и температурные напряжения в элементах конструкций Значительно реже арматуру применяют для усиления бетона сжатой зоны изгибаемых элементов, однако она высокоэффективна для армирования колонн с малыми (случайными) эксцентриситетами (центрально-сжатые колонны) В результате сцепления арматуры с бетоном в период твердения бетонной массы конструкция работает под нагрузкой как одно монолитное тело

Гибкую арматуру применяют в виде отдельных стальных стержней и проволоки или разнообразных изделий из них (сварные рулонные или плоские сетки, сварные каркасы, канаты, пакеты и пучки), а жесткую арматуру – в виде стальных прокатных уголков, швеллеров или двутавров и используют в монолитных конструкциях высотных каркасных зданий, в тяжелонагруженных и большепролетных перекрытиях и покрытиях, если это экономически и технически оправдано До отвердения бетона жесткую арматуру используют как металлическую конструкцию, работающую на нагрузку от собственного веса, веса подвешиваемой к ней опалубки и свежеуложенной бетонной смеси Гибкая арматура получила наибольшее распространение в строительстве, так как она в большинстве случаев более экономична по сравнению с жесткой

● Являясь важнейшей составной частью железобетона, арматура должна отвечать специальным требованиям 1) надежно

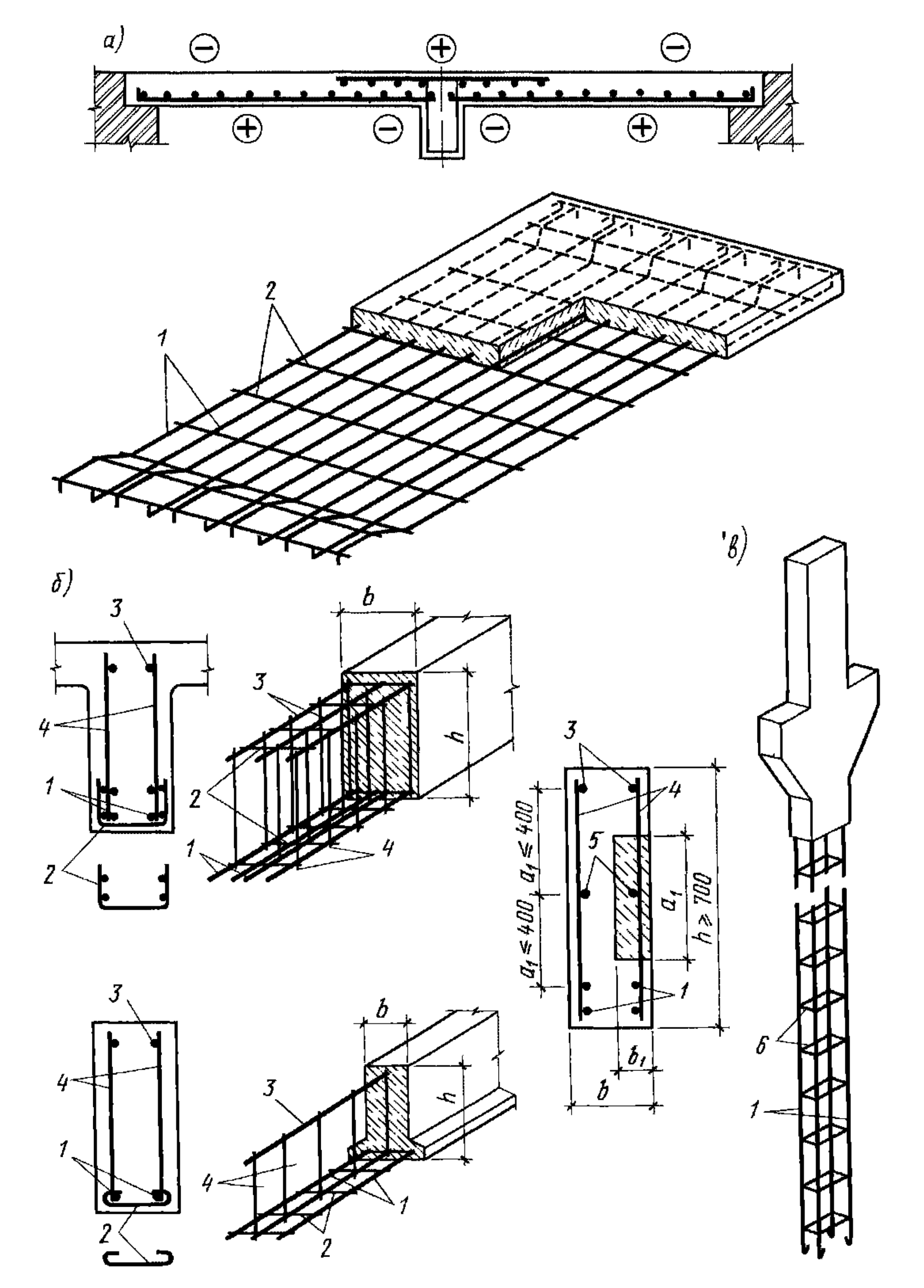


Рис 32 Армирование железобетонных конструкций

а — плиты *б* — балки *в* — колонны, *1* — рабочая арматура, *2* — конструктивная *3* — монтажная; *4* — поперечные стержни балок, привариваемые к рабочей и монтажной арматуре, *5* — конструктивная продольная арматура, *6* — хомуты каркасов колонн

работать совместно с бетоном на всех стадиях эксплуатации конструкции, 2) использоваться до физического или условного (сталь высокой прочности) предела текучести при исчерпании несущей способности конструкции; 3) обеспечивать удобство арматурных работ и возможность их механизации (пластические свойства, свариваемость).

Арматуру классифицируют по функциональному назначению, способу изготовления и виду поверхности По функциональному назначению различают арматуру рабочую и монтажную

Под *рабочей* (рис 32, *а*, *б*, *в*) понимают арматуру, площадь сечения A_s которой определяют расчетом на действие внешних нагрузок В зависимости от воспри-

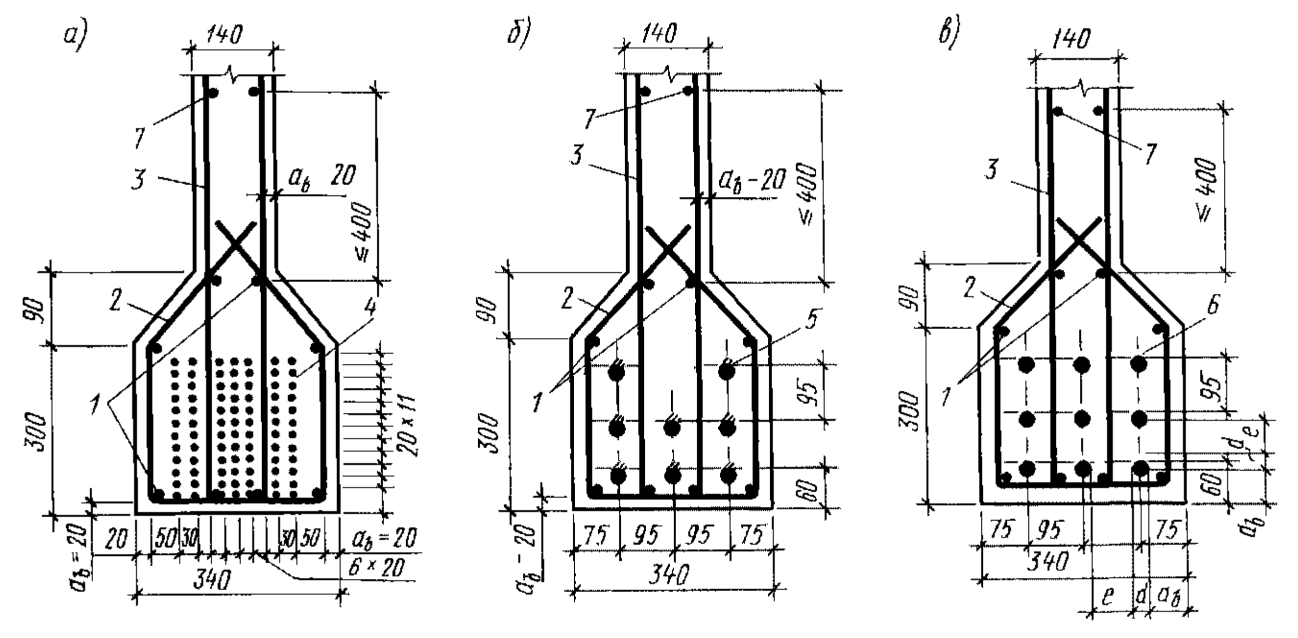


Рис 33 Примеры армирования растянутой зоны балки

а — отдельными проволоками; *б* — стержнями, *в* — канатами (пучками); *1* — продольная монтажная ненапрягаемая арматура, *2* — ромбические хомуты, *3* — прямоугольные хомуты; *4* — высокопрочная проволока, *5* — отдельные стержни, *6* — канаты (пучки), *7* — конструктивная арматура

нимаемых усилий рабочую арматуру подразделяют на продольную *1* и поперечную *4* (рис 32), на продольную *4*, *5* и *6* и поперечную *2* и *3* (рис 33) Продольная рабочая арматура воспринимает продольные усилия. Располагают ее параллельно наружным граням элементов Поперечная арматура направлена перпендикулярно продольной Она воспринимает поперечные усилия Термин поперечная арматура включает в себя хомуты и отогнутые стержни (отгибы), а термин «хомуты» — поперечные стержни сварных каркасов и хомуты вязаных каркасов Содержание рабочей продольной арматуры в элементах железобетонных конструкций определяют отношением общей площади сечения A_s рабочих стержней к сечению A_b бетона Это отношение $\mu = A_s/A_b$, называемое *коэффициентом армирования*, часто выражают в процентах

Под *монтажной* (продольной и поперечной) понимают арматуру, устанавливаемую без расчета (по конструктивным или технологическим соображениям) Она предназначается для более равномерного распределения — *распределительная арматура 2* (см. рис 32, *а*, *б*) сосредоточенного усилия между отдельными стержнями рабочей продольной арматуры или для сохранения проектного положения продольной и поперечной арматуры в конструкциях — *монтажная арматура 3* при бетонировании Монтажную арматуру устанавливают также для частичного восприятия неучитываемых расчетом усилий от усадки и ползучести бетона, температурных напряжений, местных напряжений от сосредоточенных сил и в местах изменения направления арматуры, случайных напряжений, возникающих при изготовлении и хранении конструкций, и воздействии на них монтажных и транспортных нагрузок — *конструктивная арматура* Диаметр d монтажной арматуры принимают не менее 10 12 мм и не менее диаметра d_{sw}, $d = d_{sw} + 2$ мм Диаметр хомутов в вязаных каркасах внецентренносжатых линейных элементов принимают не менее $0{,}25d$ и не менее 5 мм, где d — наибольший диаметр продольных стержней, диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее: при $h \leqslant 800$ мм — 6 мм, при $h > 800$ мм — 8 мм

В сборных элементах, при их подъеме и транспортировании, монтажные стержни используют как рабочие

Конструктивную поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей элемента, вблизи которых ставится продольная ненапрягаемая или напрягаемая арматура, для улучшения ее совместной работы с бетоном. Ее применяют в виде поперечных стержней сварных рулонных или плоских сеток, охватывающих продольную арматуру балок, или шпилек (рис 32, *б*), привариваемых или привязы-

ваемых к продольным ненапрягаемым стержням, или в виде замкнутых хомутов (см рис 33) Шаг конструктивной поперечной арматуры хомутов принимают не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента, вблизи которой ставится продольная арматура. У боковых граней балок высотой более 700 мм конструктивные продольные стержни устанавливают с шагом $s \leqslant 400$ мм Площадь сечения одного стержня принимают не менее 0,1% от заштрихованной на рис 32,*б* площади сечения, т е $A_{s1} \geqslant 0{,}001sb_1$, где $b_1 = 0{,}5b$, но не более 200 мм Кроме восприятия усилий от неравномерной усадки бетона по длине элемента, ползучести бетона, температурных деформаций эти стержни сдерживают также раскрытие наклонных трещин на боковых гранях элемента

2. Гибкая арматура. Гибкая арматура обладает пластичностью, хорошей свариваемостью, высокими прочностью и пределом выносливости, достаточным порогом хладноломкости *Пластичность* характеризуется относительным удлинением стальных стержней при разрыве *Свариваемость* имеет большое практическое значение и характеризуется надежным и прочным соединением стальных арматурных стержней Прочность характеризуется *пределом текучести* σ_y (физическим или условным) и *временным сопротивлением* σ_u *Предел выносливости* характеризует способность арматуры воспринимать длительное время знакопеременные напряжения (сжатие, растяжение) Под *хладноломкостью* понимают склонность арматуры под силовым напряжением и температуре ниже −30 °С к хрупкому разрушению При импульсных нагрузках (взрыв, землетрясение) «мягкая» гибкая арматура работает упруго при напряжениях, превышающих ее предел текучести Это явление принято называть *динамическим упрочнением арматуры* Превышение динамического предела текучести σ_d над статическим σ_y снижается с уменьшением ее пластичности и практически совсем не проявляется на временном сопротивлениии σ_u всех арматурных сталей. «Твердые» арматурные стали, не имеющие физического предела текучести σ_y, не показывают динамического упрочнения. *Высокотемпературный нагрев* гибкой арматуры вследствие отжига и потери наклепа приводит к резкому снижению ее прочности Поэтому запрещается нагревать арматуру свыше 350 °С при ее натяжении электротермическим методом

Наибольшее внимание уделяется стержневой гибкой арматуре, что обусловлено ее относительно высокими пластическими свойствами, обеспечивающими снижение в расчетных сечениях элементов опасной концентрации напряжений вследствие их перераспределения по длине элемента Малоуглеродистая стержневая арматура хорошо сваривается контактной стыковой или ручной дуговой сваркой, обладает наименьшей трудоемкостью при установке и предварительном напряжении и в подавляющем большинстве случаев оказывается экономичной по сравнению с другими видами арматуры При содержании углерода выше 0,5% свариваемость стали ухудшается Сортамент проволочной и стержневой арматуры приведен в прилож 8

3. Вид и классы. Способ изготовления и форма поверхности определяют вид арматуры Различают арматуру *горячекатаную стержневую*, *холоднотянутую проволочную* и *термически упрочненную гладкую и периодического профиля*, *напрягаемую и ненапрягаемую* В зависимости от предела текучести σ_y (физического или условного) всю гибкую арматуру разделяют на классы

Под *горячекатаной* понимают стальную арматуру в виде отдельных стержней круглого (рис 34,*а*,*б*), эллиптического, квадратного и других сечений Предпочтение отдают круглому сечению, потому что такая арматура наиболее технологична в изготовлении и не имеет острых углов, врезающихся в бетон и способствующих образованию трещин Класс такой арматуры обозначают буквой А и римской цифрой (чем больше цифра, тем выше прочность). A-I (гладкая), A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI (периодического профиля) – не подвергаемая после проката упрочняющей термической обработке, Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI – термически и термомеханически упрочненная, т. е подвергаемая после проката упрочняющей термической обработке, А-IIIв – упрочненная вытяжкой. В обозначении

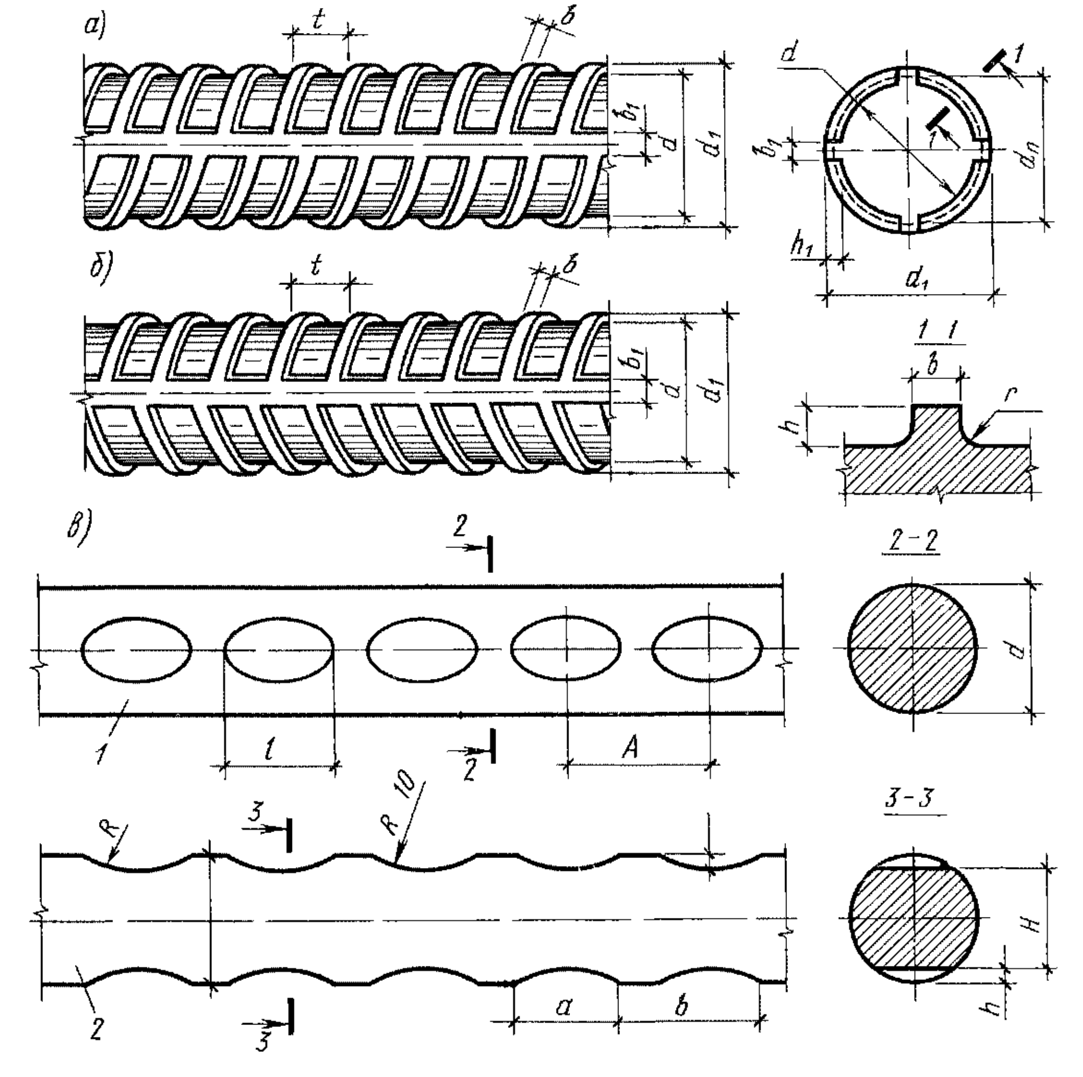


Рис 34 Виды арматуры периодического профиля

а — стержневая класса А-II; *б* — то же, А-III и А-IV; *в* — высокопрочная проволока
1 — вид со стороны вмятин, *2* — вид с гладкой стороны

классов термически и термомеханически упрочненной стержневой арматуры с повышенной стойкостью к коррозионному растрескиванию под напряжением добавляют индекс «К» (Ат-IVК), свариваемой — индекс «С» (Ат-IVС), свариваемой и повышенной стойкости к коррозионному растрескиванию под напряжением — индекс «СК» (Ат-VСК) В обозначениях горячекатаной стержневой арматуры индекс «с» употребляют для арматурной стали «северного исполнения», например класс Ас-II из стали марки 10ГТ

Под холоднотянутой понимают стальную проволочную арматуру Обозначают ее буквой «В» от слова «волочение» и подразделяют на классы Вр-I — рифленая (периодического профиля), В-II — гладкая высокопрочная, Вр-II — высокопрочная рифленая, К-7, К-19 — проволочные канаты соответственно семи- и девятнадцатипроволочные и др Арматурную проволоку классов В = I и В = II выпускают соответственно диаметрами 3 5 мм и 3 8 мм (с промежуточными диаметрами через 1 мм) Гладкая арматура имеет гладкую поверхность Под арматурой периодического профиля понимают арматуру, на поверхности которой имеются часто расположенные кольцевые выступы, обеспечивающие надежное сцепление ее с бетоном без устройства анкерных крюков на концах стержней Это значительно снижает расход арматуры и упрощает производство работ Выступы на арматурных стержнях класса А-II образованы по винтовой линии (рис 34,*а*), а на стержнях классов А-III, А-IV — «в елочку» (рис 34,*б*), это позволяет визуально различать класс арматуры Кроме того, торцы арматурных стержней окрашивают масляной краской в различные цвета например, для арматуры класса Ат-IV — красный цвет, Ат-V — синий, Ат-VI — зеленый Номер сечения периодического

профиля в сортаменте соответствует расчетному диаметру равновеликого по площади сечения гладкого стержня

Проволока периодического профиля значительно лучше самозаанкеривается в бетоне и имеет бо́льшие пластические деформации Поэтому ее применение всегда предпочтительнее по сравнению с гладкой проволокой.

4. Ненапрягаемая арматура. Под ненапрягаемой понимают арматуру, укладываемую в изделие без ее предварительного натяжения (напряжения) В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры применяют преимущественно сталь классов А-III, Ат-IVC, Вр-I – в сварных сетках и каркасах, А-IV, А-V, А-VI – в вязаных каркасах, при этом арматуру классов А-V и А-VI – только в качестве сжатой арматуры Арматурную сталь классов А-I и А-II используют для рабочей поперечной и монтажной арматуры, а также в качестве продольной рабочей в конструкциях, эксплуатируемых под давлением воды или газов, т е когда использование других видов ненапрягаемой арматуры не целесообразно Из-за хладноломкости запрещается применять арматуру классов А-II, А-IV и выше при температуре ниже –30°С, класса А-III – при температуре ниже –40°С В каждом конкретном случае выбор класса арматуры обосновывают технико-экономическим расчетом с учетом длины элементов, технологии их изготовления, характера действующих нагрузок, условий возведения и эксплуатации Ненапрягаемая арматура классов А-I, А-II, А-III, Вр-I, Ат-IVC хорошо сваривается контактной и дуговой сваркой, классов А-IV, А-V – только контактной сваркой Допускается применять стержневую арматуру класса А-IIIв, а в качестве конструктивной арматуры – обыкновенную гладкую проволоку класса В-I При выборе вида и марок стали для рабочей арматуры и прокатных сталей для закладных деталей учитывают температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения, согласно прилож 1 и 2 (СНиП 2.03.01–84) Для подъема сборных элементов предусматривают приспособления по их захвату инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из горячекатаной стали класса Ас-II марки 10ГТ и класса А-I марок ВСт3сп2, ВСт3пс2, ВСт3пс4 и ВСт3пс6 При монтаже конструкций при температуре ниже –40°С запрещается применять монтажные петли из стали марки ВСт3пс2, так как такая сталь является хладноломкой

Ненапрягаемую арматуру в предварительно напряженных элементах устанавливают в качестве монтажной арматуры для поддержания хомутов, расчетной, воспринимающей растягивающие напряжения в сжатой зоне сечения при отпуске натяжных устройств, конструктивной для воспринятия разнообразных начальных напряжений, не поддающихся учету расчетом

5. Стыкование ненапрягаемой арматуры. Арматурную проволоку класса Вр-I и стержневую арматуру всех классов диаметром до 8 мм (включительно) выпускают в мотках (бунтах) и называют катанкой Длины такой арматуры хватает для армирования конструкций больших размеров Стержневую арматуру диаметром 10 мм и выше производят в виде прутков длиной 6,5 14 м, что вызывает необходимость стыковки их между собой Возникает также необходимость стыковки арматуры сеток и каркасов сборных элементов

По способу производства стыки стержней делят на *сварные* и *несварные* (внахлестку), а по месту изготовления – *заводские* и *монтажные* (выполняют непосредственно на строительной площадке). Несварные стыки стержней являются менее экономичными, поэтому применяют их для стыкования термически упрочненной стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и изделий из нее (возможен отжиг такой арматуры при сварке), сварных рулонных и плоских сеток

Как наиболее экономичные сварные стыки получили наибольшее распространение в строительстве В зависимости от вида арматуры и условий изготовления применяют разные виды сварных стыков *контактные* (рис 35, *а*), *ванные в инвентарной форме* (рис 35, *б*), с накладками (4 или 2 *фланговых* шва, рис 35, *г*, *в*), *внахлестку* (рис 35, *д*, *е*), *тавровые* (рис 35, *ж*), *контактно-точечные* (рис 35, *з*) и др Раз-

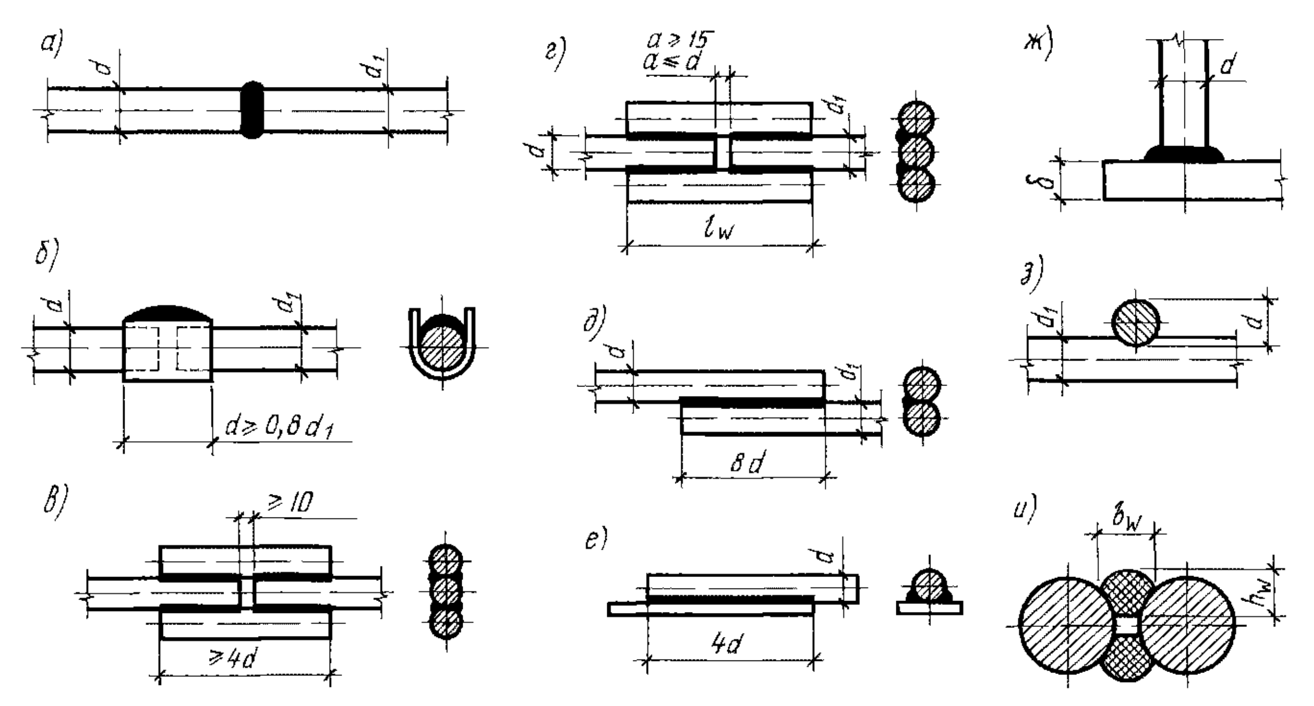


Рис 35 Сварные стыки ненапрягаемой арматуры

а – контактный; *б* – ванный в инвентарной форме, *в* – двусторонний шов с накладками, *г* – односторонний шов с накладками; *д* – нахлесточный при соединении двух стержней; *е* – то же, при соединении стержня с пластиной *ж* – тавровый при соединении стержня перпендикулярно пластине, *з* – контактно-точечный при соединении пересекающихся стержней сеток и каркасов, *и* – ширина и высота сварного шва

меры сварных фланговых швов (рис 35, *и*) принимают $h = 0{,}25d$, но не менее 4 мм, $b = 0{,}5d$, но не менее 10 мм Сварные стыки арматуры выполняют в соответствии с ГОСТами Контактная стыковая электросварка арматуры является наиболее экономичной, так как не требует дополнительного металла, надежна и высокопроизводительна При этом $d_1/d \geq 0{,}85$, а наименьший диаметр стержня d_1 – не менее 10 мм Основной недостаток контактной сварки – возможность выполнения ее только в заводских условиях Контактной сваркой соединяют арматуру классов А-I, А-II, А-III, А-IV, Ат-IIIС, Ат-IVС

При монтаже сборных железобетонных конструкций применяют стыки ванные в инвентарной форме для арматуры $d_1 \geq 20$ мм классов А-I, А-II, А-III, а с накладками (4 фланговых шва, рис 35, *в*) и внахлестку – при $d_1 < 20$ мм Арматуру классов А-III, А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-IVС на монтаже сваривают только двумя фланговыми швами (рис 35, *г*) Этим способом допускается стыковать и арматуру классов А-I, А-II, А-III диаметром 10 мм и более При этом длину шва принимают для арматуры класса А-I $l \geq 6d$, классов А-II, А-III $l \geq 8d$, классов А-IV, А-V $l \geq 10d$ Стыки с накладками и внахлестку применяют, когда не удается точно подогнать торцы стыкуемых стержней, если накладки приваривают двусторонними швами, то длину накладок принимают $4d$ в два раза меньше по сравнению с односторонними швами (рис 35, *в*, *г*)

Стержни $d \geq 10$ мм с пластинами соединяют внахлестку и $d \geq 8$ мм втавр Толщину пластины принимают $\delta \geq 0{,}75d$

Точечную контактную электросварку применяют для соединения стержней и проволочных прутков в сетки и каркасы Сварные стыки можно размещать в любом месте стержня, однако рабочие растянутые стержни не рекомендуется сваривать в зонах наибольших усилий Стыки с накладками делают в местах наименьшего насыщения бетона арматурой, чтобы они не мешали бетонированию В одном сечении допускается стыковать не более 50% стержней рабочей арматуры Применение стыков внахлестку в конструкциях, работающих на многократные переменные нагрузки, не допускается Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры классов Ат-V и Ат-VI, высокопрочной арматурной проволоки и арматурных канатов запрещены из-за их «отпуска» при сварке

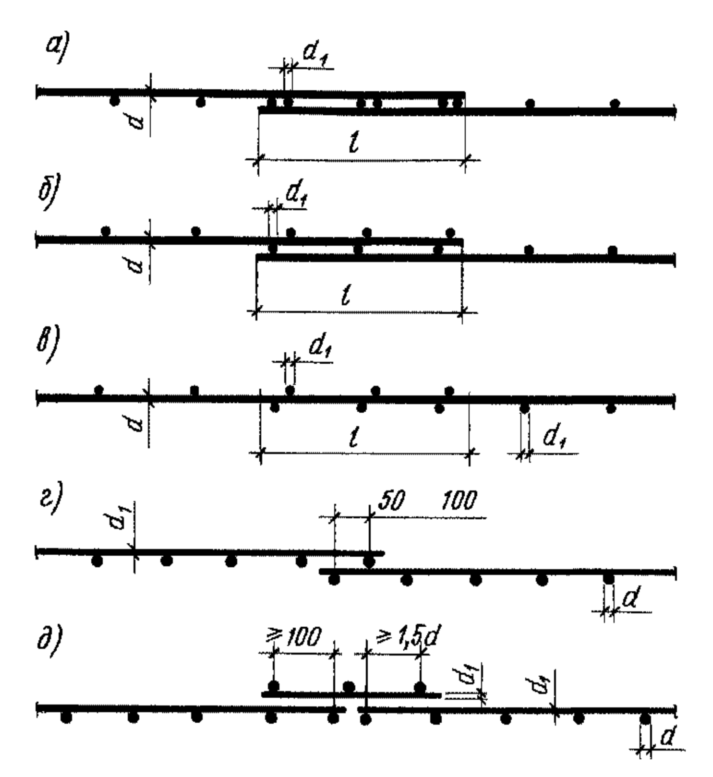


Рис 36 Стыки плоских сеток внахлестку в направлении рабочей и распределительной гладкой арматуры

а, *б* – рабочие стержни расположены в разных плоскостях; *в* – то же, в одной плоскости; *г* – нахлестка распределительных стержней; *д* – впритык с наложением дополнительной стыковой сетки

Внахлестку (рис 36) соединяют сварные и вязаные каркасы и сетки при диаметре рабочей арматуры не более 36 мм При этом длину перепуска (нахлестки) l_{an} в рабочем направлении определяют по формуле (81) и принимают не менее 250 мм и 200 мм соответственно для растянутой и сжатой рабочей арматуры Рабочие стержни можно располагать в разных (рис 36, *а*, *б*) или в одной плоскости (рис 36, *в*) На длине нахлестки l_{an} располагают не менее двух поперечных стержней и приваривают их ко всем продольным стержням сетки или каркаса Стыки сварных сеток из арматуры классов А-II и А-III выполняют без поперечных стержней в пределах стыка в одной или в обеих стыкуемых сетках

Стыки сеток и каркасов внахлестку располагают вразбежку При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте, принимают не более 50% общей площади сечения растянутой арматуры – при стержнях периодического профиля и не более 25% – при гладких стержнях

Стыкование рабочей арматуры внахлестку не разрешается в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов (в местах полного использования арматуры) Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто (например, в затяжках арок), а также во всех случаях применения стержневой арматуры классов А-IV и выше Из-за достаточного сцепления с бетоном стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры классов А-II и А-III выполняют без поперечных стержней в пределах стыка Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняют внахлестку с перепуском крайних рабочих стержней (рис 36, *г*, *д*) при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно – на 50 мм, то же, более 4 мм – на 100 мм При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более – впритык между собой с перекрытием стыка специальными стыковыми сетками в каждую сторону не менее 15 диаметров распределительной арматуры и не менее 100 мм

Сварные сетки в нерабочем направлении разрешается стыковать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях или при наличии в местах стыков дополнительной конструктивной распределительной арматуры

6. Ненапрягаемые арматурные изделия. В целях индустриализации изготовления железобетонные конструкции армируют по возможности укрупненными арматурными элементами в виде сварных сеток (рис 37) рулонных и плоских или каркасов плоских или пространственных (рис 38), включающих в себя рабочую (ненапрягаемую), монтажную и конструктивную арматуру, закладные детали, монтажные петли Арматурные сетки и каркасы изготовляют в арматурных цехах на поточных технологических линиях, оборудованных высокопроизводительными сварочными машинами

Сварные сетки применяют обычно с перпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней, изготовляют их в соответствии с ГОСТом преимущественно из холоднотянутой низкоуглеродистой проволоки Вр-I диаметром 3 5 мм и из катанки периодиче-

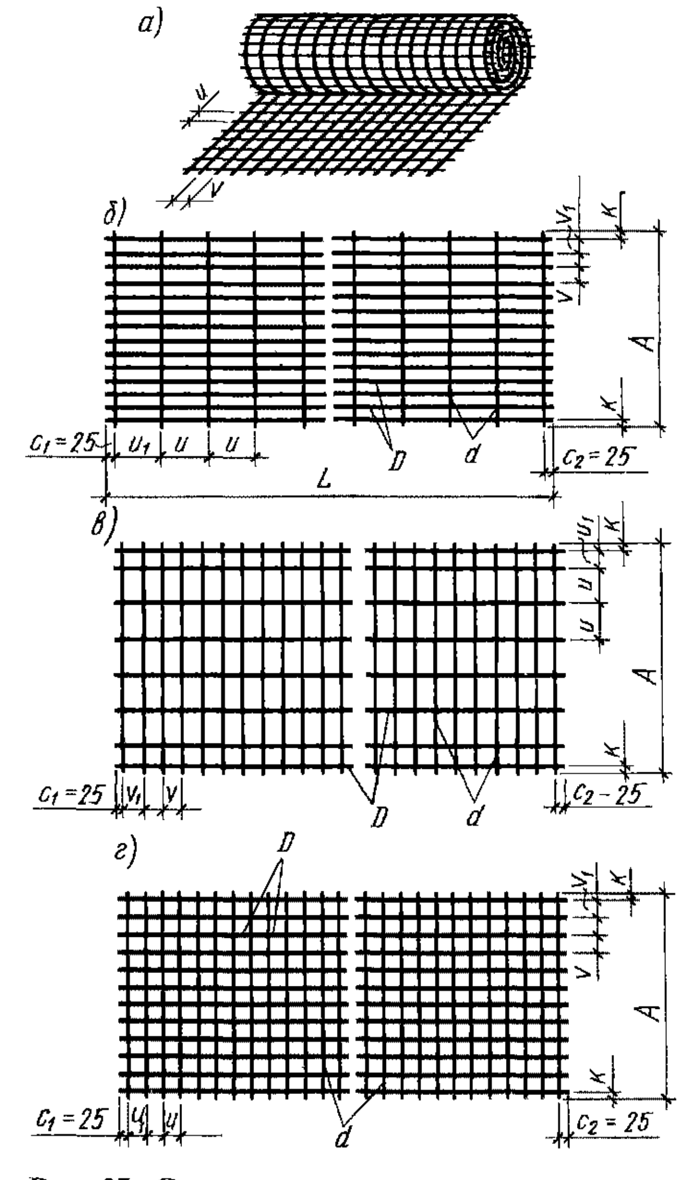


Рис 37 Сварные арматурные сетки

а – рулонная, *б*, *в*, *г* – плоские с рабочей арматурой, соответственно продольной, поперечной и рабочей в обоих направлениях, *D* – диаметр рабочих стержней; *d* – диаметр распределительных стержней, *А* – ширина сетки; *v* и *u* – расстояния между осями рабочих и распределительных стержней

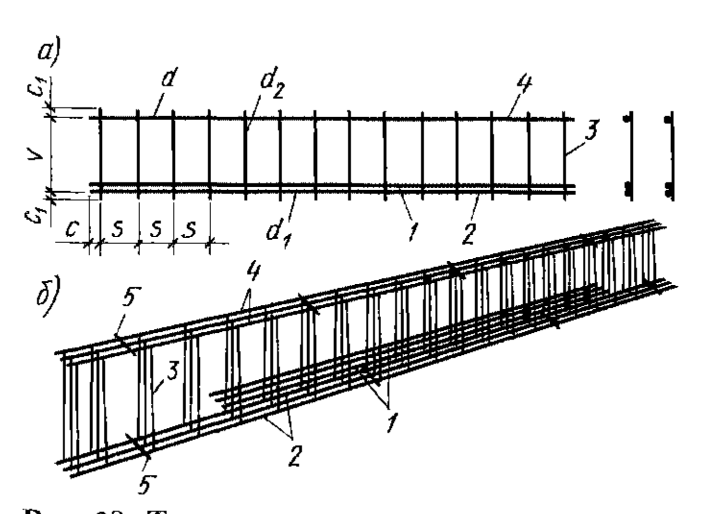


Рис 38 Типы арматурных каркасов

а – плоский, *б* – пространственный; *1* – второй ряд рабочей арматуры (при необходимости), *2* – нижний ряд рабочей арматуры, *3* – хомуты; *4* – монтажные стержни, *5* – монтажные (соединительные) стержни

ского профиля класса А-III диаметром 6 10 мм. В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней 7 мм Ширину рулонных сеток принимают 1040 . 3630 мм, а длину – из условия массы рулона 900 . 1300 кг Для армирования армоцементных конструкций выпускают специальные сетки из проволоки диаметром 0,5 1 мм

Сварные плоские сетки изготовлиют шириной до 3800 мм с продольной и поперечной рабочей арматурой и с рабочей арматурой в обоих направлениях Расстояние между осями продольных и поперечных стержней обычно принимают кратным 50 мм

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней приведены в прилож 9

Плоские сварные каркасы применяют в основном для армирования изгибаемых элементов Продольные рабочие и монтажные стержни размещают с одной стороны поперечных стержней, так как это исключает трудоемкое переворачивание стержней при изготовлении каркасов Допускается размещение рабочих стержней в два и более рядов, если это оправдано экономически

Пространственные каркасы собирают из плоских каркасов или сваривают целиком Это существенно снижает трудоемкость армирования железобетонных конструкций Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней каркаса должен быть не менее $0{,}5d_1 + d_2$ или $0{,}5d_2 + d_1$ и не менее 20 мм Соотношение свариваемых поперечных и продольных стержней принимают не менее 0,3. При меньшем соотношении нарушается качество точечной электросварки

7. Напрягаемая арматура. В качестве напрягаемой используют преимущественно сталь классов Ат-VI, Ат-V в элементах длиной до 12 м (в целях исключения сварки стержней, потому что их длина 13,2 м), допускается сталь классов А-VI, А-V, А-IV, а при большей длине – сталь классов В-II, Вр-II, К-7, К-19 (рис 39) Арматура классов А-IV, Ат-IVС, А-V и А-VI хорошо сваривается контактной сваркой, поэтому ее применяют также в элементах длиной более 12 м Для конструкций, работающих в агрессивных средах, используют арматуру класса А-IV

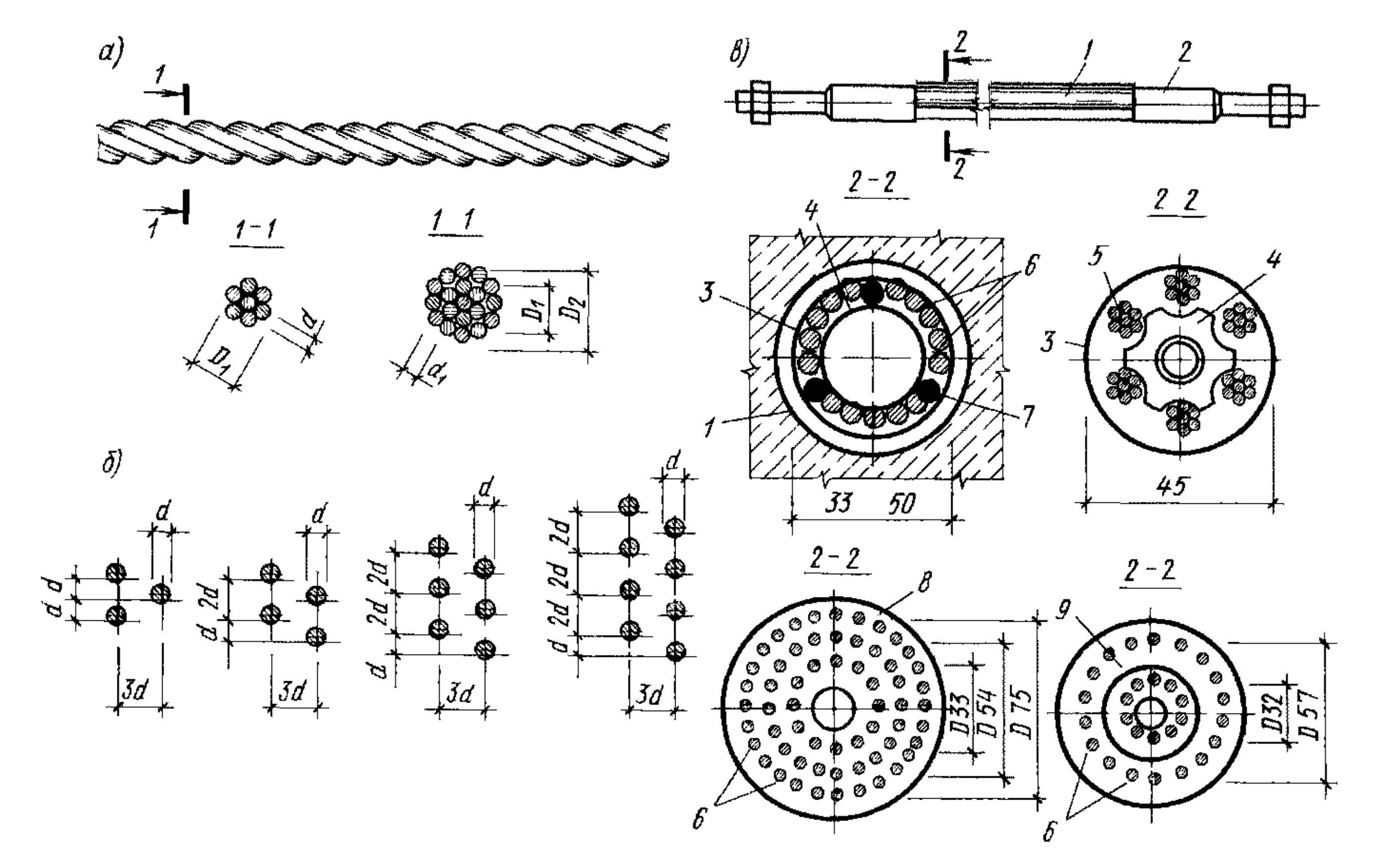


Рис 39 Арматурные проволочные изделия

а – проволочные канаты К-7 и К-19, *б* – пакеты из проволок класса Вр-II $d = 5$ мм УНАЭ-3...УНАЭ-8, *в* – однорядные (из 18 отдельных проволок и из 6 семипроволочных канатов) и многорядные (из 60 и 28 проволок) пучки из проволоки В-II $d = 5$ мм, *1* – трубка из кровельной стали, *2* – анкер; *3* – скрутки из мягкой проволоки $d = 3$ мм, *4* – отрезки спирали из сталистой проволоки $d = 2$ мм (распределительные звездочки в пучках из канатов), *5* – семипроволочные канаты, *6* – отдельно уложенные проволоки; *7* – коротыши $d = 18$ мм, длиной 100 мм, с шагом 1000 мм – для свободного заполнения полости пучка раствором, *8* – многорядный пучок, *9* – двухрядный пучок d – диаметр составляющих проволок· D_1 – условный диаметр первого повива, D_2 – то же, второго повива

Термически упрочненную арматуру всех классов (кроме Ат-IVC) и высокопрочную проволоку сваривать или приваривать к ней закладные детали запрещается, так как при этом утрачивается эффект упрочнения – происходит отпуск (потеря закалки термически упрочненных сталей) и отжиг (потеря наклепа проволоки, упрочненной вытяжкой) Высокопрочная проволока особенно эффективна при непрерывном армировании конструкций (см рис 31), когда ее располагают в направлении действующих растягивающих усилий (поперек конструкции или под любым заданным углом) Размещение по длине элемента высокопрочной проволоки позволяет экономить до 40% арматуры и до 20% бетона по сравнению с линейным армированием При непрерывном армированиии целесообразно применение также канатов диаметром менее 9 мм, так как они достаточно мощные и в то же время по сравнению с канатами диаметром 15 мм, позволяют уменьшить стоимость конструкций до 26%, а расход стали – до 20% При линейном армировании обычно используют канаты диаметром 9 мм и более, так как их раскладка менее трудоемка по сравнению с канатами меньших диаметров

Экономичность напрягаемой арматуры возрастает по мере роста ее прочности, так как стоимость единицы сопротивления арматуры возрастает значительно меньше по сравнению с ее прочностью Например, повышение класса арматуры с A-IV до A-V позволяет экономить до 15%, а с A-IV до Ат-VII – до 50% стали При этом существенно снижается стоимость конструкций в целом, так как стоимость стали средней и повышенной прочности примерно одинакова

8. Стыкование напрягаемой арматуры. При необходимости напрягаемую арматуру чаще всего стыкуют посредством обжатой обоймы при наличии соответствующего оборудования Такой стык является наиболее экономичным и инду-

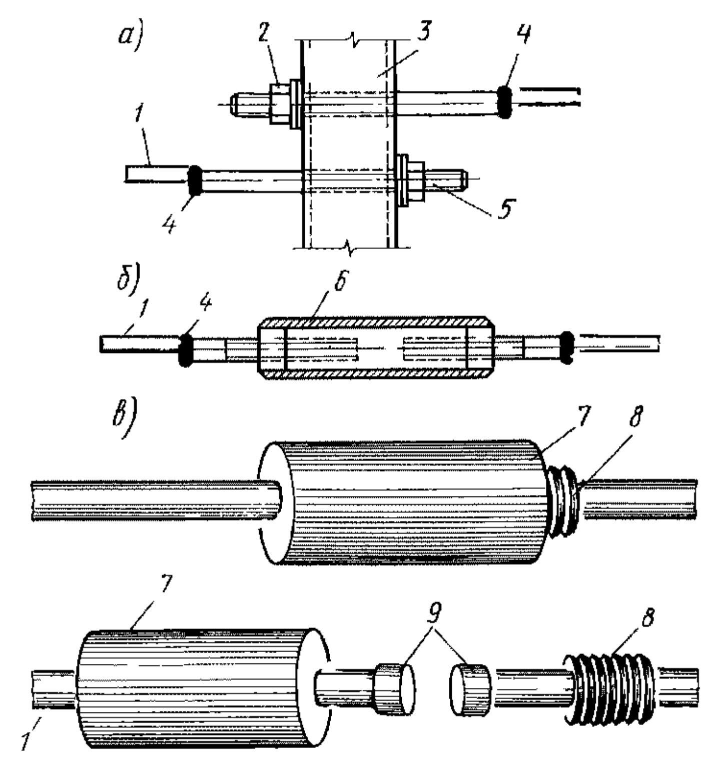


Рис 40 Стыки напрягаемой арматуры

а — посредством гаек, *б* и *в* — посредством муфт, *1* — напрягаемая арматура, *2* — натяжная гайка, *3* — стальная стойка из швеллера; *4* — контактная электросварка, *5* — нарезной конец, *6* — натяжная муфта, *7* — втулка, *8* — нарезная пробка, *9* — анкерные головки

стриальным В отдельных случаях напрягаемую арматуру стыкуют посредством гаек (рис 40, *а*), муфт (рис 40, *б*), втулок с нарезными пробками (рис 40, *в*, на конец одного стержня надевают подвижную муфту, а на конец другого – подвижную нарезную пробку, высаживают анкерные головки и стягивают стык навинчиванием муфты на пробку)

Канаты (рис 41) стыкуют посредством напрессовки на их концы соединительной муфты, инвентарных зажимов, сваркой опрессованных муфт, внахлестку сжимами из высокопрочной стали или с обмоткой вязальной проволокой Для повышения трения между наружной поверхностью каната и внутренней поверхностью муфты применяют обычный песок Для канатов диаметром 15 мм используют муфты длиной 200 мм из стали Ст3, наружным диаметром 32 мм и внутренним – 16 мм

9. Напрягаемые арматурные изделия. Наиболее экономичной является высокопрочная проволока классов В-II и Вр-II, так как она имеет наименьшую удельную стоимость по сравнению со стержневой арматурой Широкое применение ее в конструкциях пока ограничивается трудностями предварительного напряжения и низкой пластичностью, затрудняющей перераспределение усилий по длине элементов статически неопределимых конструкций

Преимущества проволочной арматуры по сравнению со стержневой (см рис 33, *а*, *б*) существенно снижаются из-за развития бетонного сечения для размещения большого количества проволок, ограничения максимального размера крупного заполнителя бетона, применения более пластичного бетона, металлоемкости и несовершенства анкерных и захватных устройств, более тщательной защиты от коррозии Поэтому высокопрочную проволоку В-II и Вр-II применяют преимущественно в виде унифицированных пакетов, канатов, и пучков (см рис 39) Свивка проволочной арматуры в канаты существенно увеличивает ее сцепление с бетоном, благодаря чему канаты диаметром до 33 мм надежно самоанкеруются в бетоне за счет сцепления с бетоном (устройства специальных анкеров на концах канатов не требуется), чем они выгодно отличаются от пучков Прочность бетона R_{bp} в момент отпуска натяжных устройств при этом должна быть не ниже приведенной в прилож 1

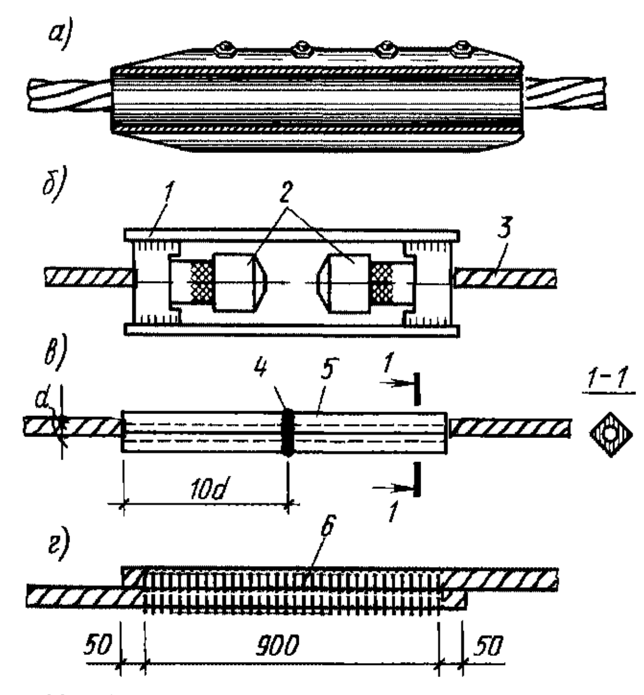


Рис 41 Стыки канатов

а — опрессованной муфтой, *б* — инвентарными зажимами, *в* — сваркой опрессованных гильз, *г* — внахлестку с обмоткой вязальной проволокой, *1* — рамка, *2* — зажимы типа НИИЖБ, *3* — канат, *4* — шов стыковой сварки, *5* — опрессованная гильза, *6* — вязальная проволока

Основное преимущество канатной арматуры над проволочной (см рис 33, *а, в*) заключается в снижении трудоемкости и стоимости арматурных работ, некоторой экономии арматуры, упрощении процессов натяжения и отпуска напрягаемой арматуры, укладки и уплотнении бетонной смеси, применении более экономичных (жестких) бетонных смесей Пластические свойства канатов выше по сравнению с пластическими свойствами проволочной арматуры, так как при изготовлении канатов предусмотрен низкотемпературный отпуск во избежание их раскручивания С увеличением диаметра проволок прочность каната снижается Поэтому канаты из проволок меньшего диаметра экономичнее канатов из проволок большего диаметра В тяжело нагруженных элементах конструкций применяют спирально витые многопрядные канаты двухпрядные класса К2 × 7, трехпрядные класса К3 × m многопрядные Кn × m, где m – число проволок в пряди, n – число прядей в канате Перед употреблением их предварительно вытягивают не менее 30 мин усилием, превышающим на 5 10% контролируемое (заданное) усилие натяжения каната, чтобы повысить равномерность натяжения проволок и снизить отрицательное влияние релаксации напряжений стали Сортамент некоторых канатов приведен в прилож 11

Под пакетами понимают унифицированные напрягаемые арматурные элементы (УНАЭ), состоящие из анкерных прямоугольных колодок, в которых закреплены проволоки диаметром 5 мм с высаженными головками Проволоки располагаются в два ряда по высоте в шахматном порядке для уменьшения размеров элемента и лучшего заполнения бетонной смесью пространства между ними Арматурные элементы (см рис 39, *б*) унифицированы по маркам в зависимости от количества проволок в поперечном сечении (3, 4, 6, 8, 12 и 14 проволок) и обозначаются УНАЭ = n/Вр-II-5, где n – число проволок

Арматурные пучки промышленностью не поставляются Их изготовляют на строительной площадке или заводах строительной индустрии посредством несложного оборудования и применяют в длинномерных и тяжело нагруженных предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон (после затвердения бетона) Пучки бывают однорядные из проволоки d5 мм класса В-II или канатов d12К-7 и многорядные из проволок (см рис 39, *в*) Главный недостаток пучков заключается в трудоемкости изготовления и недостаточном сцеплении с бетоном, что снижает трещиностойкость и жесткость предварительно напряженных конструкций Для лучшего сцепления пучка с бетоном внутри пучка предусматривают канал, который после натяжения арматуры заполняют цементным раствором

В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в условиях агрессивной среды, не допускается применять проволочную арматуру диаметром 3 мм и менее и арматурные изделия из нее, так как коррозия проволоки маленького диаметра опаснее по сравнению с коррозией проволоки большого диаметра

10. Прочность. Под прочностными характеристиками понимают физический σ_y и условный $\sigma_{0\,2}$ предел текучести арматуры, временное сопротивление σ_u Их устанавливают по диаграмме «$\sigma - \varepsilon$», получаемой при испытании образцов на растяжение (рис 42) Эти характеристики зависят от химического состава стали и технологии изготовления арматуры Для горячекатаных сталей классов А-I, А-II, А-III характерно наличие на диаграмме «$\sigma - \varepsilon$» участка линейной (линия *ОА*) зависимости между напряжениями и деформациями (упругая работа стали) и четко выраженной площадки текучести (линия *БВ*) Граница зоны упругих деформаций обозначена точкой *А* Напряжения, соответствующие этой точке, называют физическим пределом текучести σ_y, т е пределом, при котором растут пластические деформации стали без увеличения внешней нагрузки Стали с ярко выраженной площадкой текучести принято называть *мягкими* Основным показателем прочности мягких сталей считают физический предел текучести σ_y За площадкой текучести такие стали снова приобретают свойство повышать сопротивление с ростом деформаций, наступает так называемая стадия самоупрочнения стали (участок *ВГ*), относительные деформации уд-

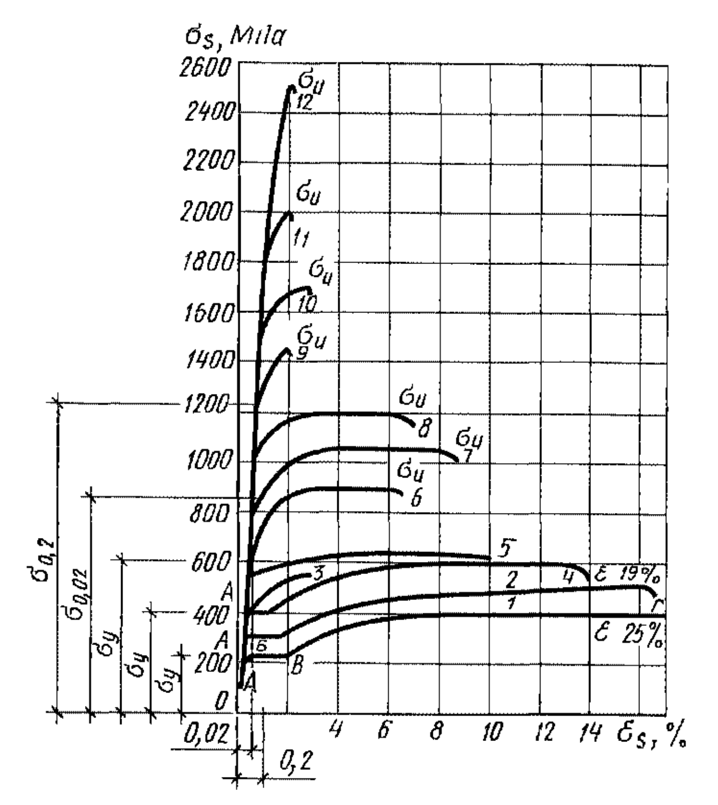


Рис 42 Диаграммы $\sigma - \varepsilon$ арматурных сталей

1 – горячекатаной круглой класса А-I, *2* – горячекатаной периодического профиля класса А-II, *3* – проволоки арматурной обыкновенной рифленой класса Вр-I, *4* – горячекатаной периодического профиля класса А III; *5* – упрочненной вытяжкой периодического профиля класса Ат-IIIС, *6* – горячекатаной периодического профиля класса А-IV, *7* – термически упрочненной периодического профиля класса Ат-V, *8* – то же, класса Ат-VI; *9* – высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля класса Вр-II, диаметром 8 мм; *10* – то же, гладкой класса В-II, диаметром 7 мм, *11* – то же, диаметром 4 мм, *12* – то же, диаметром 2 мм

линения при этом в зависимости от класса сталей увеличиваются до 15 25% Наивысшая точка графика соответствует условной величине предела прочности – временному сопротивлению σ_u стали За этой точкой происходит местное сужение образца (появляется так называемая шейка) и разрыв Стали классов А-IIIв и Вр-I условно относят к мягким сталям

Для стержневой арматуры повышенной прочности и высокопрочной проволоки, так называемых *твердых* сталей, четкого предела упругости и предела текучести на диаграмме «$\sigma - \varepsilon$» нет, поэтому пользуются понятием условного предела упругости и условного предела текучести

За условный предел упругости принимают напряжение, при котором возникают остаточные относительные деформации, равные 0,02% от предельных остаточных деформаций Это напряжение обозначают $\sigma_{0,02}$

За условный предел текучести $\sigma_{0\,2}$ принимают напряжение, соответствующее остаточным деформациям величиной 0,2% Основным показателем прочности твердых сталей является временное сопротивление разрыву σ_u

При действии многократно повторяющейся нагрузки величина предела текучести стали снижается, а разрушение приобретает хрупкий характер Это снижение тем больше, чем больше число повторений нагрузки и чем меньше коэффициент асимметрии цикла $\rho_s = \rho_{s\,min} / \rho_{s\,max}$

За предел выносливости принимают прочность, при которой не наблюдается хрупкого разрушения стали при числе циклов $n = 1 \times 10^5$ раз.

11. Деформативность. Под деформативностью понимают характеристики пластичности стали, характеризуемые формой диаграммы «$\sigma - \varepsilon$» (см рис 42), величину угла загиба или число перегибов в холодном состоянии, ползучесть стали (реологические свойства) Удлинение стали при разрыве оценивают величиной равномерного относительного удлинения при разрыве (без учета длины шейки разрыва) эталонного образца. Этой величиной характеризуется разрушение конструкции (хрупкое или пластичное) От угла загиба и числа перегибов зависит возможность обработки арматурной стали Их также устанавливают на основе испытания эталонных образцов стержневой арматуры – на однократный загиб, а проволочной – на многократный перегиб Полные пластические деформации высокопрочной проволоки В-II и Вр-II составляют не более 4%, поэтому они не рекомендуются для конструкций, проектируемых с учетом перераспределения усилий за счет пластических деформаций арматуры

Конструкции, армированные напрягаемой высокопрочной проволокой, могут терять несущую способность внезапно, вследствие хрупкого разрыва арматуры, без явных внешних признаков приближающегося разрушения, поэтому такие конструкции нуждаются в более высоком запасе надежности Хрупкий разрыв арматуры обусловлен тем, что при недостаточных пластических деформациях стали

и высоких ее предварительных напряжениях последние, не полностью погашаясь к моменту разрыва арматуры (см рис 15), суммируются с напряжениями от внешней нагрузки Именно поэтому в предварительно напряженных конструкциях запрещено применение сталей с низкими пластическими деформациями (хрупкие стали) Хрупкий разрыв напрягаемой арматуры особенно часто проявляется в местах резкого ее перегиба, например при намотке на штыри малого диаметра, при устройстве анкеров и в захватных натяжных устройствах Хрупкий разрыв обусловлен недопустимыми пластическими деформациями в растянутой зоне арматуры (рис 43) Опасность хрупкого разрыва проволоки возрастает с уменьшением отношения D/d (D – диаметр ролика, d – диаметр арматуры) Обрыв проволоки классов Вр-II и В-II полностью исключается при $D/d \geqslant 60$, если ее предварительные напряжения не превышают 0,65 разрывной прочности проволоки, и при $D/d \geqslant 25$, если эти напряжения не превышают 0,33 разрывной прочности проволоки

Повышение прочности арматурной стали и сопутствующее этому уменьшение относительного удлинения при разрыве наблюдается при введении в состав стали углерода и легирующих добавок (марганца, кремния, хрома) При маркировке сталей, содержащих легирующие добавки (35ГС, 20ХГСТ, 20ХГ2Ц), применены условные обозначения, в которых первая цифра указывает количество углерода в сотых долях процента, Г – марганец, С – кремний, Х – хром, Т – титан, Ц – цирконий, а следующие за ними цифры – процентное содержание элемента, за счет которого получены прочностные характеристики

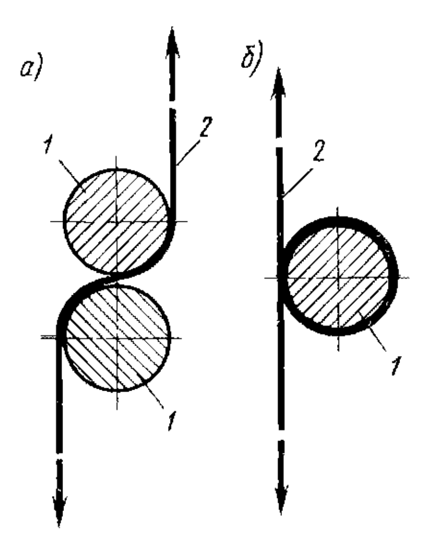


Рис 43 Схемы перегибов проволоки на роликах при испытании

а – схема *I*, *б* – схема *II*, *1* – ролик, *2* – натянутый образец

12. Ползучесть и релаксация напряжений (реологические свойства) Под ползучестью арматуры понимают рост деформаций под нагрузкой во времени Она увеличивается с повышением уровня напряжении и температуры

Под релаксацией напряжений понимают снижение во времени предварительных напряжений в арматуре при жестком закреплении ее концов, стесняющем свободное деформирование арматуры

Релаксация напряжений зависит от прочности и химического состава стали, технологии изготовления, температуры, геометрии поверхности, величины натяжения и условий применения Значительной релаксацией обладают упрочненная вытяжкой проволока, термически упрочненная и высоколегированная стержневая арматура

Это свойство арматуры отрицательно сказывается на работе предварительно напряженных конструкций, так как оно обусловливает потерю арматурой части заданных предварительных напряжений, вследствие чего снижается трещиностойкость и жесткость этих конструкций Релаксация напряжений в арматуре во времени имеет затухающий характер В течение первого часа проявляется 50 60% релаксации, замеренной за период времени 100 ч В течение 5 8 лет релаксация увеличивается на 55 85% по сравнению с релаксацией после 100 ч выдержки

При тепловлажностной обработке изделий с напрягаемой арматурой в камерах или автоклавах вследствие интенсификации ползучести арматуры релаксация напряжений в ней проявляется значительно резче При этом чем выше начальные напряжения арматуры, тем больше релаксация напряжений На этом явлении основаны разнообразные методики ускоренных испытаний на релаксацию напряжений в арматуре Однако

вследствие тесной взаимосвязи ползучести с релаксацией напряжений общая величина остающегося предварительного напряжения арматуры возрастает с увеличением начального напряжения Вот почему предварительное напряжение арматуры принимают достаточно высоким

13. Нормативные и расчетные сопротивления. Нормативные и расчетные сопротивления являются основными прочностными характеристиками стальной арматуры

Под нормативными понимают браковочный минимум сопротивления арматуры R_{sn} физический или условный предел текучести при растяжении – для стержневой арматуры (см рис 42); 0,75 временного сопротивления разрыву – для высокопрочной проволочной арматуры Нормативные сопротивления арматуры даны в прилож 12, они устанавливаются ГОСТами и гарантируются с вероятностью не менее 0,95

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s получают делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по арматуре γ_s, т е на коэффициент запаса прочности для арматуры ($R_s = R_{sn}/\gamma_s$) Последний принимают по табл 21 СНиП 2 03 01 – 84 в зависимости от вида арматуры

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} при наличии ее сцепления с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более 400 МПа (или 330 МПа при расчете в стадии обжатия); для арматуры класса А-IIIв эти значения принимают соответственно равными 200 и 170 МПа

При расчете конструкций из тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов, для которых расчетное сопротивление бетона сжатию принято с учетом коэффициента условий работы 0,9, нормы допускают принимать значения R_{sc}, равными для арматуры классов А-IV, Ат-IVК – 450 МПа Ат-IVС, А-V и Аг-V, А-VI и Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 – 500 МПа Это обусловлено предельной сжимаемостью бетона ε_{bu} и совместной работой бетона и арматуры Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы (см ниже) устанавливают при коэффициенте $\gamma_s = 1$, т е $R_{s\ ser} = R_{sn}$

Значения расчетных сопротивлений поперечной арматуры R_{sw} (хомутов, отогнутых стержней) на действие поперечных сил принимают меньшими путем их умножения на коэффициенты условий работы арматуры γ_{sw}, учитывающими особенности работы поперечной арматуры на действие поперечной силы Q а) $\gamma_{sw1} = 0{,}8$ независимо от вида и класса арматуры, он учитывает неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения вследствие малого раскрытия наклонной трещины вблизи сжатой зоны, поэтому прочность отогнутой и поперечной арматуры полностью не используется, б) $\gamma_{sw2} = 0{,}9$ – для стержневой арматуры класса А-III диаметром менее $^1/_3$ диаметра продольных стержней и для проволочной арматуры класса Вр-I в сварных каркасах, он учитывает возможность хрупкого разрушения сварного соединения Значения расчетных сопротивлений арматуры приведены в прилож. 13.

Расчетные сопротивления R_s, R_{sc}, R_{sw} для предельных состояний первой группы принимают с учетом коэффициента условий работы арматуры γ_{si} (СНиП 2 03 01 – 84, табл 24) Например, $\gamma_{s3} \leqslant 1$ (СНиП 2 03 01 – 84, табл 25), $\gamma_{s4} \leqslant 1$ (СНиП 2 03 01 – 84, табл 26), $\gamma_{s5} = l_x/l_{an} \leqslant 1$, $\gamma_{s5} = l_x/l_p \leqslant 1$, учитывающими снижение (или повышение) расчетных сопротивлений арматуры вследствие анкеровки арматуры в зоне передачи предварительных напряжений с арматуры на бетон и другие факторы Возможность превышения условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ в предельном состоянии высокопрочной арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 учитывают коэффициентом условий работы арматуры γ_{s6} Чем меньше относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0$, тем выше это превышение При соблюдении условия $\xi < \xi_R$, где ξ_R – предельная относительная высота сжатой зоны [формула (135)], принимают коэффициент

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leqslant \eta, \tag{64}$$

где η – коэффициент, для арматуры класса А-IV $\eta = 1{,}2$, классов А-V, В-II, Вр-II, К-7, К-19 $\eta = 1{,}15$, класса А-VI $\eta = 1{,}10$, $\xi = x/h_0$, x подсчитывают с учетом со-

ответствующих коэффициентов условий работы (но без учета коэффициента γ_{s6}) по формулам (160), (187), (269) в зависимости от вида силового воздействия, ξ_R принимают по прилож 17 При центральном и внецентренном (если продольная сила N расположена между равнодействующими усилиями в арматуре) растяжении принимают $\gamma_{s6} = \eta$

Коэффициент условий работы γ_{s6} не учитывают для арматуры элементов· рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, армированных высокопрочной проволокой, расположенной вплотную (без зазоров), эксплуатируемых в агрессивной среде

Значение модуля упругости арматуры E_s снижается по мере возрастания ее прочности Например, для арматуры классов А-I и А-II $E_s = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа, а для арматуры класса Вр-I $E_s = 1{,}7 \cdot 10^5$ МПа (см прилож 12)

14. Понятие об обобщенных усилиях. В общем случае в сечении элемента может находиться напрягаемая и ненапрягаемая арматура или ненапрягаемая арматура разных классов (см рис 1) С целью компактного написания расчетных формул используют понятие обобщенных усилий в растянутой и в сжатой арматуре R_sA_s и $R_{sc}A_s'$ В каждом из этих случаев в состав растянутой или сжатой арматуры может входить ненапрягаемая и напрягаемая арматура

В расчетах выражения обобщенных усилий заменяют суммой расчетных усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре, т е

$$\left.\begin{aligned} &R_sA_s \text{ заменяют на } (R_sA_s + R_{sp}A_{sp}),\\ &R_{sc}A_s' \quad » \quad » \quad (R_{sc}A_s' + \sigma_{sc}A_{sp}'),\\ &R_sS_s \quad » \quad » \quad (R_sS_s + R_{sp}S_{sp}),\\ &R_{sc}S_s \quad » \quad » \quad (R_{sc}S_s' + \sigma_{sc}S_{sp}'), \end{aligned}\right\} \quad (65)$$

где R_s, R_{sp} – соответственно расчетные сопротивления продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, R_{sc}, σ_{sc} – соответственно расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне сечения A_{sp}, A_{sp}', A_s, A_s', S_s, S_s', S_{sp}, S_{sp}' – см условные обозначения

При применении в проектируемых элементах напрягаемой и ненапрягаемой арматуры различных видов каждый из них учитывают в расчетных формулах с соответствующим расчетным сопротивлением, т е в общем виде

$$R_sA_s = \sum_0^i R_{si}A_{si} + \sum_0^i R_{spi}A_{spi} \qquad (66)$$

§ 12. Способы и методы натяжения арматуры

1. Способы натяжения. Предварительное обжатие конструкций выполняют в основном двумя способами натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и на бетон (после бетонирования и затвердения бетона) На выбор способа натяжения арматуры влияют многие условия назначение конструкции, состав арматурных работ, вид оборудования для осуществления предварительного напряжения, трудоемкость и стоимость арматуры в деле Наибольшее распространение получил способ *натяжения арматуры на упоры*, потому что в большинстве случаев он оказывается более экономичным при массовом заводском производстве Усилия натяжения арматуры временно (до бетонирования) передают на специальные упоры жестких стендов (см рис 31), матриц или на форму Натяжение арматуры на упоры применяют при армировании элементов сборных конструкций стержнями, проволоками и канатами При этом длина линейных сборных элементов может достигать 24 м и более, а длина панелей – 12 м Отпуск натяжных устройств (передачу усилий с арматуры на бетон) осуществляют при передаточной прочности бетона R_{bp} (см прилож 1) Чтобы избежать разрушения бетона в торцах элементов, отпуск натяжения арматуры производят посредством натяжной машины или специальных устройств Сначала усилие натяжения снижают на 50%, а затем до 0 Надежное анкерование арматуры в бетоне происходит за счет сил сцепления профилированной арматуры с бетоном

При *натяжении арматуры на бетон* прочность бетона к моменту обжатия конструкции принимают не менее проч-

ности R_{bp} Натяжение арматуры на бетон возможно как в линейных (балках, сваях), так и в круглых конструкциях (напорные трубы, силосы, резервуары) Армирование линейных элементов производят канатной или пучковой арматурой, а круглых – проволочной или канатной (посредством непрерывной наружной обмотки)

При натяжении арматуры на бетон линейных элементов сначала изготовляют бетонный или слабоармированный элемент, в котором предусматривают каналы или пазы для пропуска рабочей арматуры Каналы, превышающие диаметр арматуры на 5 15 мм, создают в бетоне укладкой извлекаемых пустообразователей (стальные спирали, резиновые шланги) или оставляемых гофрированных стальных трубок После приобретения бетоном передаточной прочности R_{bp} в каналы или пазы пропускают рабочую арматуру и натягивают ее с упором натяжных приспособлений непосредственно на бетон элемента После натяжения конец арматуры закрепляют специальными анкерами Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном и защиты ее от коррозии, каналы и пазы заполняют под давлением цементным раствором (мелкозернистым бетоном)

Способ натяжения арматуры на бетон применяют в основном при изготовлении длинномерных (длиной 24 м и более) и большемерных неразрезных конструкций, так как он позволяет. собирать самые разнообразные конструкции (балочные, рамные, пространственные) из отдельных сборных железобетонных элементов без сварки закладных деталей; регулировать деформации и напряжения, осуществлять предварительное напряжение в несколько этапов в процессе возведения сооружения и роста нагрузок Все это способствует снижению прогибов и облегчению конструкции в целом По сравнению с методом натяжения арматуры на упоры он более трудоемок из-за устройства каналов, инъекцирования раствора в них, сложности натяжения арматуры и анкеровки ее в бетоне

При производстве предварительно напряженных конструкций получили распространение четыре метода предварительного натяжения арматуры. электротермический, механический, электромеханический и физико-химический

2. Электротермический метод. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение ε_{sp} арматуры, соответствующие заданному напряжению в ней ($\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_s$, см рис 14 и 15), получают электрическим нагревом арматуры до соответствующей температуры (но не более критической)

$$\varepsilon_{sp} = \alpha_t t, \tag{67}$$

где t – температура нагрева арматуры

За критическую температуру нагрева напрягаемой арматуры, при которой не происходит снижения ее прочности, принимают 400 °С – для стержневой арматуры, включая термически упрочненную (кроме Ат-V и Ат-VI), 300 °С – для арматуры из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм и более, 350 и 450 °С – соответственно для канатов диаметром 9 и 15 мм Концы нагретой арматуры надежно анкеруют в упорах формы или стенда, препятствующих ее укорочению при охлаждении, что создает предварительное напряжение

В общем случае температура нагрева арматуры

$$t \leqslant \frac{\varepsilon_{sp}}{\alpha_t} + \frac{\Delta_1}{\alpha_t l_1} = \frac{1}{\alpha_t}\left(\varepsilon_{sp} + \frac{\Delta_1}{l_1}\right) \leqslant t_u, \tag{68}$$

где $\Delta_1 = 4$ 5 мм – избыточное удлинение арматуры для беспрепятственной укладки ее в упоры форм, l_1 – длина нагреваемого участка арматуры, $\alpha_t = 0{,}000012$ – коэффициент температурного удлинения арматуры, град $^{-1}$

После приобретения бетоном передаточной прочности R_{bp} анкеры отпускают и арматура, стремясь сократиться до первоначального состояния, обжимает бетон с заданным напряжением Электротермический способ позволяет натягивать стержневую арматуру до $0{,}9R_{sn}$, а проволочную и прядевую – до $(0{,}55 \quad 0{,}60)R_{sn}$ и размещать ее в точном соответствии с действующими растягивающими усилиями.

Электротермический метод натяжения арматуры разработан в СССР и начал применяться с 1958 г Он надежен в работе, экономичен и малотрудоемок, поэтому получил наибольшее распространение

в заводском производстве самых разнообразных сборных элементов длиной до 24 м с напрягаемой стержневой и канатной арматурой

3. Механический метод. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение ($\varepsilon_{sp} = \Delta l / l$, где Δl – абсолютное удлинение) арматуры, соответствующее заданному предварительному напряжению в ней ($\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_s$) получают вытяжкой арматуры натяжными механизмами (гидравлические и винтовые домкраты, грузовые устройства с системой блоков, рычагов и оттяжек, лебедки с полиспастами и динамометрами, динамометрические тарировочные ключи, разнообразные намоточные машины – при непрерывном армировании см рис 31) посредством технологических (для временного закрепления арматуры в натяжных механизмах) или комбинированных (конструктивные и технологические) зажимов Он пригоден при натяжении арматуры как на упоры, так и на бетон Механическим способом чаще всего натягивают канатную, пучковую и проволочную арматуру, а также стержневую арматуру при одновременном натяжении всех арматурных стержней посредством траверс (см рис 30)

Основные преимущества механического способа натяжения заключаются в точности и быстроте получения заданных предварительных напряжений в арматуре

Основные недостатки достаточно дорогое натяжное оборудование и сложность производства работ Во многих случаях (особенно для массовых изделий ограниченной протяженности) способ непрерывного армирования изделий намоточными машинами оказывается значительно выгоднее по сравнению с другими способами, так как он не нуждается в достаточно дорогих технологических зажимах и позволяет полностью автоматизировать процесс натяжения и укладки арматуры в точном соответствии с действующими усилиями

4. Комбинированный метод. Он представляет собой совокупность механического и электротермического методов натяжения арматуры Усилие механического натяжения при этом принимают не более 25... 30% от общего усилия натяжения арматуры, что полностью исключает обрывы арматуры (особенно на перегибах при непрерывном армировании, см. рис 31) В этом заключается главное преимущество комбинированного метода натяжения арматуры по сравнению с механическим или электротермическим.

Комбинированным методом целесообразно натягивать высокопрочную проволочную, канатную и пучковую арматуру В последние годы он получает распространение (особенно при непрерывном армировании конструкций) Расход арматуры в конструкциях с непрерывной арматурой (канатной или проволочной) до 40% меньше по сравнению с конструкциями с обычной линейной арматурой. Скорость подъема температуры не более 30... 40°С в секунду. Радиус перегиба канатов на штырях при непрерывном армировании допускается не менее 5 диаметров каната.

Натяжение арматуры на упоры производят механическим, электротермическим или комбинированным методами, а на бетон – только механическим методом

5. Физико-химический метод. Сущность его заключается в самонапряжении железобетонных конструкций вследствие использования энергии расширяющегося цемента ВРЦ Опыты показали, что бетоны на таком цементе после достижения прочности 15... 20 МПа, обеспечивающей достаточное сцепление их с арматурой, расширяясь, вынуждают удлиняться арматуру. В ней создаются предварительные напряжения, обжимающие бетон. Регулируя дозировкой расширение напрягающего цемента и соотношением площадей сечения арматуры и бетона расширение железобетона, получают широкий диапазон предварительного обжатия бетона (3...10 МПа). Самонапряженные железобетонные конструкции получают широкое распространение (например, в производстве напорных труб)

6. Зажимы напрягаемой арматуры. Технологические зажимы могут быть наружными (вне контура изделия) и внутренними (внутри контура изделия), одноразового использования и инвентарные, т е используемые многократно

Конструкцию технологических анкеров одноразового использования для

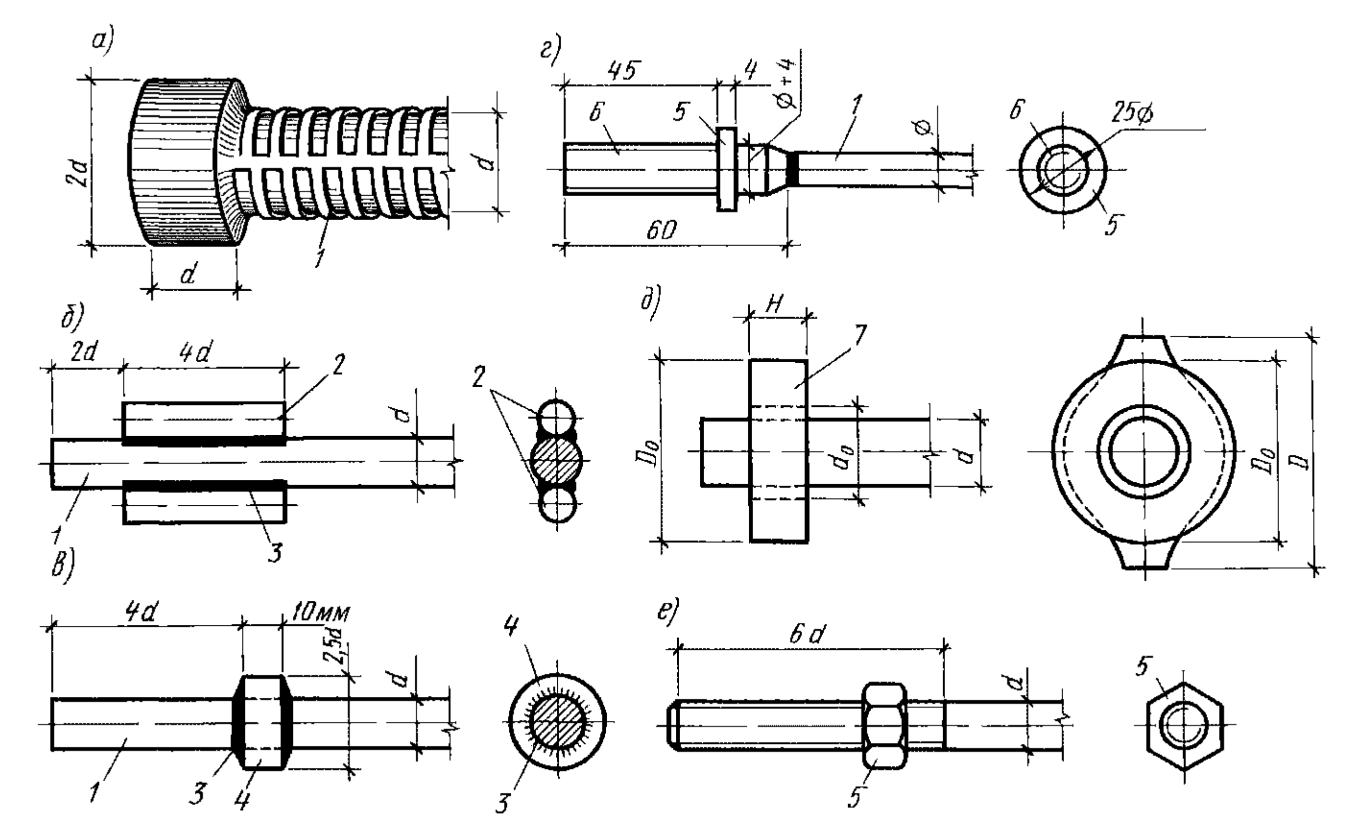


Рис 44 Зажимы стержневой арматуры

а – высаженная головка, *б* – приварка коротышей, *в* – приварка кольца, *г* – нарезной наконечник с гайкой; *д* – обжатая шайба, *е* – нарезной конец с гайкой, *1* – арматурные стержни, *2* – коротыши *3* – сварка· *4* – кольцо, *5* – гайка, *6* – стальной штампованный наконечник с нарезкой, привариваемый к арматуре, *7* – обжатая шайба

стержневой арматуры принимают в виде высаженных головок (рис 44, *а*), приваренных коротышей (рис 44, *б*); наконечников (рис 44, *в*, *г*), привариваемых к концам стержней, – для арматуры классов A-IV, A-V, Ат-IVc, обжатых шайб (рис 44, *д*) – для несвариваемой арматуры классов Ат-V, A-VI, Ат-VI, гаек, навинчиваемых на нарезной конец стержня (рис 44, *е*) Наиболее рациональным является анкер в виде наконечника с обжатой шайбой Основное его преимущество заключается в отсутствии горячих процессов при изготовлении анкера Благодаря этому прочность арматуры вблизи анкера не снижается за счет ее отжига Диаметр коротышей и опорных колец и шайб определяют расчетом на местное сжатие материала упора, а длину сварных швов и мощность резьбы – на срез силой $P = \sigma_{sp} A_{sp}$ Толщина шайбы $H = Cd + 2$, где коэффициент $C = 0{,}7$; 0,85, 1 и 1,2 принимают соответственно для арматуры классов A-IV, Ат-V, Ат-VI и Ат-VII

Одним из удачных технологических анкеров является полуавтоматический зажим НИИЖБа Комплект таких зажимов из семи моделей позволяет натягивать все виды канатной (рис 45, *а*), стержневой (рис 45, *б*) и проволочной арматуры, включая арматуру из несвариваемых сталей Зажимы не требуют специальной подготовки концов арматуры Их легко надевать и снимать после сброса нагрузки Зажимы позволяют натягивать арматуру без риска обрыва до 0,8 0,9 от своего нормативного сопротивления Основной их недостаток заключается

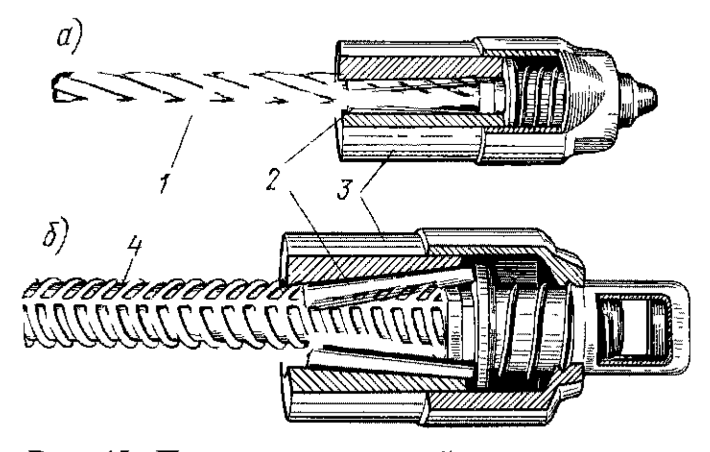


Рис 45 Полуавтоматический зажим

а – для канатной арматуры, *б* – для стержневой арматуры, *1* – канат, *2* – зажимная губка, *3* – корпус, *4* – стержневая арматура

в сравнительно больших габаритах, что затрудняет или исключает их применение при густом расположении арматуры в балках и фермах

7. Величина натяжения арматуры растянутой зоны (зона нормального сечения элемента, растянутая от действия внешних сил, под нормальным понимают сечение, перпендикулярное продольной оси элемента) Величину предварительного натяжения арматуры растянутой зоны по возможности принимают наибольшей Чем она выше, тем значительнее будет предварительное обжатие бетона, а следовательно, выше трещиностойкость и жесткость конструкции.

Однако чрезмерно большое предварительное напряжение арматуры опасно из-за ее обрыва при натяжении, значительных остаточных деформаций, раздавливания бетона при его обжатии, появления недопустимых растягивающих напряжений в бетоне и может привести конструкцию в предельное состояние за счет проскальзывания арматуры в торцах элементов или в анкерах в момент отпуска натяжных устройств

Недостаточное предварительное напряжение арматуры растянутой зоны может также привести конструкцию в предельное состояние за счет образования недопустимых прогибов, преждевременного образования трещин, недопустимой ширины раскрытия трещин Минимальное натяжение арматуры принимают из условия обеспечения проектного положения натягиваемой арматуры (исключение провисания), ограничения чрезмерного раскрытия трещин и прогиба

● Максимальное натяжение арматуры принимают а) в кольцевой напрягаемой арматуре напорных труб, так как опасность ее разрыва в предельной стадии работы трубы мала из-за малой вероятности повышения внутреннего давления после образования трещин в трубе, б) при временной перетяжке арматуры с целью повышения ее предела пропорциональности или уменьшения потерь от релаксации напряжений, а также уменьшения податливости зажимов

Более низкие предварительные напряжения принимают для сечений элементов с развитой растянутой зоной (многопустотные и плоские плиты перекрытий; часторебристые плиты с ребрами в сжатой зоне) Опыты показывают, что трещиностойкость и жесткость элементов с развитой растянутой зоной обеспечиваются при меньшем значении σ_{sp}, чем в элементах с развитой сжатой зоной (тавровые сечения с полкой в сжатой зоне) При меньшем натяжении арматуры растянутой зоны повышается трещиностойкость (в стадии изготовления) сжатой зоны конструкции, упрощается производство работ и повышается качество изделий

За основную характеристику предварительного напряжения арматуры растянутой зоны принимают напряжение в натянутой арматуре без учета потерь σ_{sp}, действующее в ней до обжатия бетона Напряжение σ_{sp} в арматуре, натягиваемой на упоры, контролируется приборами до окончания ее натяжения, поэтому его называют контролируемым напряжением и обозначают $\sigma_{con\,1}$

$$\sigma_{con\,1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4, \tag{69}$$

где σ_3 и σ_4 — потери напряжения в арматуре соответственно от деформации анкеров и от трения об огибающие приспособления (см ниже) В конструкциях с натяжением арматуры на бетон контролируемое напряжение отличается от предварительного σ_{sp} на величину упругого обжатия бетона $\alpha\sigma_b$ Его обозначают $\sigma_{con\,2}$ и определяют из условия обеспечения в расчетном сечении напряжений σ_{sp} и σ'_{sp}

$$\begin{aligned} \sigma_{con\,2} &= \sigma_{sp} - \alpha\left(P/A_{red} + Pe_{op}y_{sp}/I_{red}\right), \\ \sigma_{con\,2} &= \sigma'_{sp} - \alpha\left(P/A_{red} - Pe_{op}y'_{sp}/I_{red}\right), \end{aligned} \tag{70}$$

где σ_{sp} и σ'_{sp} — определяют без учета потерь предварительного напряжения, P и e_{op} — определяют по формулам (88) и (89) при значениях σ_{sp} и σ'_{sp} с учетом первых потерь предварительного напряжения, y_{sp} и y'_{sp} — обозначения те же, что и в формуле (89)

В ограждающих конструкциях из легкого бетона классов В7,5 и В12,5 значения $\sigma_{con\,1}$ и $\sigma_{con\,2}$ принимают соответственно не более 550 и 400 МПа

Предварительное напряжение арматуры σ_{sp} принимают с учетом допустимых отклонений p предварительного напряжения, при этом для стержневой

и проволочной арматуры необходимо соблюдать условия

$$\sigma_{sp} + p \leqslant R_{s,ser} \text{ и } \sigma_{sp} - p \geqslant 0{,}3R_{s,ser} \quad (71)$$

Значения p при механическом способе натяжения арматуры принимают равным $0{,}05\sigma_{sp}$, а при электротермическом

$$p = 30 + 360/l, \quad (72)$$

где p – отклонения предварительного напряжения, МПа, l – длина натягиваемого стержня между наружными гранями упоров, м

При электротермическом способе натяжения σ_{sp} назначают с учетом температуры нагрева согласно Руководству по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций

При криволинейной напрягаемой арматуре значения σ_{sp} и σ'_{sp} умножают соответственно на $\cos\theta$ и $\cos\theta'$, где θ и θ' – углы наклона арматуры к продольной оси элемента в рассматриваемом сечении Напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} принимают в стадии обжатия – с учетом первых потерь, в стадии эксплуатации элемента – с учетом первых и вторых потерь При наличии перегибов проволочной арматуры напряжения σ_{sp} не должны превышать $0{,}85R_{s,ser}$

Напряжения σ_s и σ'_s принимают численно равными· в стадии обжатия – потерям напряжений от быстро натекающей ползучести σ_6 (см табл 5, п 6), в стадии эксплуатации элемента – сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона (см табл 5, п 6, 7 и 8)

Если удовлетворяются требования трещиностойкости и жесткости элементов при натяжении части рабочей арматуры, найденной из расчета на прочность, то другую часть арматуры допускается не подвергать предварительному напряжению Однако следует помнить, что постановка малопрочной ненапрягаемой арматуры взамен части высокопрочной предварительно напряженной существенно увеличивает расход дефицитной стали Ненапрягаемая арматура усложняет конструирование и монтаж напрягаемой арматуры и снижает огнестойкость элемента, если не предусмотрены специальные меры против отслоения ненапрягаемой арматуры при нагреве

Напряжение в арматуре самонапряженных конструкций рассчитывают из условия самонапряжения бетона в конструкции, которое определяют исходя из класса бетона по самонапряжению с учетом коэффициента армирования, расположения арматуры в бетоне (одно-, двух-, и трехосное армирование), а также в необходимых случаях потерь от усадки и ползучести бетона и арматуры при загружении конструкции

8. Величина натяжения арматуры сжатой зоны. Под сжатой понимают зону нормального сечения элемента, сжатую от действия внешних сил Величина натяжения арматуры сжатой зоны имеет большое практическое значение, так как значительные напряжения обжатия бетона сжатой зоны силой $P = A'_{sp}\sigma'_{sp}$ не полностью погашаются к моменту разрушения элемента Остаточные напряжения обжатия бетона суммируются с напряжениями сжатия его усилием от внешних нагрузок и тем самым снижают несущую способность элемента Чтобы этого не произошло, рекомендуется принимать предварительное напряжение арматуры сжатой зоны

$$\gamma_{sp}\sigma_{sp} \leqslant \sigma_{sc,u}, \quad (73)$$

потому что к моменту разрушения элемента такое предварительное напряжение полностью погашается и не оказывает отрицательного влияния на несущую способность элемента

В формуле (73) $\sigma_{sc,u}$ – предельное сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре сжатой зоны сечения, обусловленное совместной деформацией с бетоном, принимают $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{bu}E_s = 0{,}002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$ МПа – при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b2} \geqslant 1$, т е при кратковременном действии нагрузки, или $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{blu}E_s = 0{,}0025 \cdot 2 \cdot 10^5 = 500$ МПа – при $\gamma_{b2} < 1$, т е при длительном действии нагрузки (вследствие пластических деформаций бетона), ε_{bu} и ε_{blu} – предельная сжимаемость бетона при кратковременном и длительном действии нагрузки; $\gamma_{sp} > 1$ – коэффициент точности предварительного напряжения, т е в формуле (75) слагаемое принимают со знаком «+», так как предварительное напряжение арматуры может снижать несущую

способность элемента. При расчете в стадии обжатия для напрягаемой арматуры, расположенной в зоне предполагаемого разрушения бетона от сжатия, принимают $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа. Полное погашение предварительного напряжения арматуры $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} \leqslant \sigma_{sc,u}$ обусловлено проявлением к моменту разрушения элемента предельных деформаций сжатия бетона $\varepsilon_{bu} = 0{,}002$ или $\varepsilon_{blu} = 0{,}0025$, уменьшающих до нуля упругие деформации предварительного напряжения арматуры ($\gamma_{sp}\sigma'_{sp} = \varepsilon_{sp}E'_{sp} = 0 \cdot E'_{sp} = 0$).

После отпуска натяжных устройств арматуры растянутой зоны в бетоне сжатой (от внешних нагрузок) зоны элемента могут образоваться начальные трещины В целях их недопущения приходится задавать высокое предварительное напряжение сжатой арматуре A_{sp}. Тогда в предельной стадии она будет работать с напряжением

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc\ u} - \gamma_{sp}\sigma_{sp} \qquad (74)$$

При $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} < \sigma_{sc,u}$ арматура A'_{sp} в стадии разрушения сжата, и это в какой-то степени повысит несущую способность элемента; при $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} > \sigma_{sc\ u}$ арматура A'_{sp} в стадии разрушения остается предварительно растянутой и в какой-то степени продолжает обжимать бетон сжатой зоны, тем самым снижая несущую способность элемента, потому что непогашенные (остаточные) напряжения обжатия суммируются с напряжениями сжатия от внешних нагрузок; при $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} = \sigma_{sc,u}$ напряжения в арматуре A'_{sp} в момент разрушения элемента равны нулю, т е арматура A'_{sp} на несущую способность элемента не влияет

9. Коэффициент точности и контроль величины натяжения. Практика показывает, что даже самые точные измерительные приборы не могут определить истинную величину предварительного напряжения арматуры в конструкции Это обусловлено погрешностями измерительной аппаратуры, неточностью длины заготовки, напрягаемой арматуры, местными искривлениями отдельных проволок арматурных элементов, трением между арматурой и пробкой зажима, обжатием колодки под зажимом и многими другими трудно учитываемыми факторами

Поэтому в расчеты конструкций предварительные напряжения арматуры σ_{sp} и σ'_{sp} вводят с коэффициентом точности ее натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} \qquad (75)$$

Знак «+» принимают при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т е. когда оно снижает несущую способность элемента, способствует образованию трещин, что наблюдается, например, при расчете на действие силы предварительного обжатия), знак «−» — при благоприятном (например, при расчете элементов по образованию и закрытию трещин на действие внешних нагрузок).

Значение предельного отклонения предварительного напряжения арматуры $\Delta\gamma_{sp}$ при механическом методе натяжения принимают равным 0,1, а при электротермическом

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\frac{p}{\sigma_{sp}}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) \geqslant 0{,}1, \qquad (76)$$

где p и σ_{sp} определяют по формулам (72) и (71); n_p — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента

Превышение фактического натяжения над теоретическим может привести к обрыву арматуры, что усложняет трудоемкость ее натяжения, увеличивает отходы и в итоге существенно повышает стоимость изделий с напрягаемой арматурой Поэтому превышения фактического натяжения арматуры по сравнению с ее расчетным натяжением допускают не более 10 15% Снижение натяжения арматуры по сравнению с заданным уменьшает трещиностойкость и жесткость конструкции, вследствие чего конструкция становится непригодной к нормальной эксплуатации Снижение натяжения арматуры против расчетного допускают не более 5.. 10% В водонепроницаемых конструкциях снижение натяжения арматуры вообще не допускается

Натяжение арматуры контролируют измерительными приборами ПРД-универсал, ИПН-В, ЭМИН-3, 4КТВ. Выбор прибора зависит от особенностей технологии изготовления предварительно напряженных конструкций, вида напрягаемой арматуры, автоматизации производства

§ 13. Закладные детали. Неметаллическая арматура

1. Стальные закладные детали. Для стыкования элементов сборных железобетонных конструкций применяют различные поверхностные стальные закладные детали из пластин (уголков или фасонной стали), привариваемых к рабочей ненапрягаемой арматуре, или анкерным стержням втавр (см рис. 35, *ж*) или внахлестку (см рис 35, *д*) Закладные детали служат также для крепления к железобетонным конструкциям стальных конструкций и технологического оборудования Анкерные стержни изготовляют из арматуры классов A-I, A-II и A-III

Наиболее целесообразными являются унифицированные, в том числе штампованные стальные закладные детали, изготовляемые промышленностью Закладные детали могут быть расчетными, воспринимающими действующие на них усилия, и нерасчетными (конструктивными) Их изготовляют из углеродистой стали классов C38/23 и C46/33 Толщину стальных листов для закладных деталей принимают не менее 6 мм, а толщину полок фасонного проката – не менее 5 мм Для нерасчетных соединений указанные минимальные толщины снижают не более чем на 1 мм, так как при меньшей толщине во время сварки возможны «прожоги» Толщина пластин закладных деталей δ при анкерах, приваренных втавр

$$\delta \geqslant 0{,}25 d_d R_s / R_{sq}, \qquad (77)$$

где $d_d \geqslant 8$ мм – диаметр анкеров, R_{sq} – расчетное сопротивление стали на срез

В зависимости от технологии сварки и диаметра анкерного стержня d_d, толщину пластины δ принимают при сварке втавр под слоем флюса в раззенкованном отверстии $\delta \geqslant 0{,}75 d_d$, при сварке внахлестку дуговой сваркой фланговыми швами $\delta \geqslant 0{,}3 d_d$. Анкерные стержни закладных деталей рассчитывают на восприятие растягивающих усилий или усилий среза Длину их принимают не менее $15d$

Расчетная длина анкерных стержней может быть уменьшена при условии приварки на концах стержней анкерных пластин или устройства анкерных головок на $2d_d$ – для стержней из арматуры класса A-II; $3d_d$ – для стержней из арматуры класса A-III В этих случаях длина анкерного стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее $10d_d$

Для возможности механизированного заглаживания поверхности изделия закладные детали заглубляют в бетон не менее чем на 5 мм В больших пластинах закладных деталей, находящихся при формировании сверху, предусматривают отверстия для выхода воздуха и контроля качества бетонирования. Проектное положение закладных деталей в процессе бетонирования обеспечивают временным креплением к форме либо приваркой к арматурным каркасам (рис 46)

В рабочих чертежах расход стали на закладные детали указывают отдельно от арматуры Размеры пластин и их профиль назначают из условия обеспечения 1) прочности и жесткости пластин с учетом возможных эксцентриситетов приложения нагрузок; 2) прочности и удобства выполнения сварных соединений, 3) удобства фиксации закладных деталей в форме и качественной укладки бетона; 4) применения механизированного заглаживания поверхности железобетонного изделия и других требований

Диаметр монтажных петель, закладываемых в бетон, определяют расчетом петли на разрыв и выдергивание из бетона Приваривать закладные детали и петли к ненапрягаемой арматуре не рекомен-

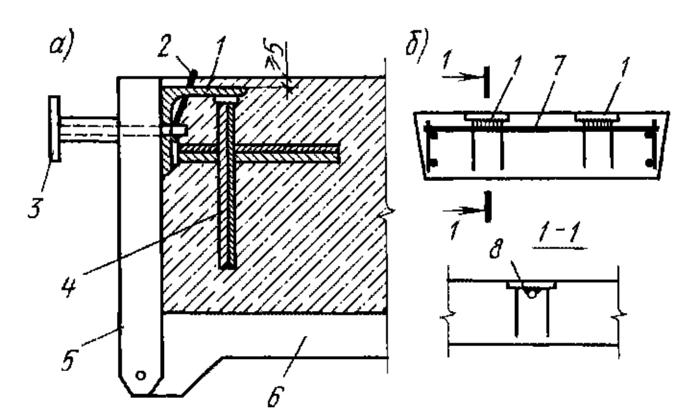


Рис 46 Примеры фиксации закладных деталей:
а – к борту формы *б* – к арматуре; *1* – закладная деталь, *2* – шплинт в виде проволоки, выходящей на поверхность бетона (извлекают после уплотнения бетона); *3* – винтовой фиксатор, *4* – анкерующие стержни, *5* – борт формы; *6* – поддон формы, *7* – соединительный стержень, *8* – сварка

дуется, а к напрягаемой – запрещается в целях недопущения отжига арматуры

В целях исключения коррозии стальных деталей после монтажа конструкций их надежно замоноличивают бетоном или раствором, покрывают коррозионностойкими покрытиями

2. Контроль качества арматуры, сварных швов и закладных деталей. В процессе изготовления железобетонных элементов тщательно проверяют правильность применяемого класса стали по паспорту или испытанием на разрыв по ГОСТу, а также размещение закладных деталей, арматурных каркасов и сеток в формах в соответствии с проектом Отклонения фактических размеров стержней от проектных по длине допустимы не более $+5$ мм Качество сварных швов основных несущих конструкций проверяют дефектоскопами или испытанием до разрушения специально отобранных образцов Согласно техническим условиям на каждые 100 однотипных сварных соединений изготовляют и испытывают до разрушения не менее трех образцов

В неосновных конструкциях ограничиваются внешней (визуальной) сверкой фактических размеров швов с проектными швами и наружным осмотром для оценки качества сварочных работ по видимым дефектам (подрезы, непровар, шлаковые включения, трещины, незаплавленные кратеры) При внешнем осмотре сварные швы простукивают молотком весом 10 Н, дребезжащий звук указывает на дефектность шва Если визуальный осмотр выявил дефектность шва, то его засверливают с целью установления степени провара и отсутствия внутренних дефектов

3. Неметаллическая арматура. Неметаллическая арматура может оказаться выгодной в конструкциях, в которых существует опасность электрохимической коррозии, в диэлектрических конструкциях или в конструкциях, обладающих антимагнитными свойствами Применение неметаллической арматуры требует обоснования Проводятся экспериментальные и теоретические исследования по применению неметаллической арматуры в растянутых и изгибаемых элементах относительно небольших размеров с линейным и кольцевым армированием напорные трубы, шпалы, фундаменты под опоры контактных сетей, балки и плиты покрытий пролетом до 6 м, элементы подземных коммуникаций

Отечественная химическая промышленность освоила массовое производство невосприимчивых к химическим воздействиям и долговечных полимерных материалов, прочность которых не уступает прочности стали и даже превышает ее В связи с этим проблема замены стальной арматуры неметаллической приобрела особо важное значение

Непрерывные синтетические волокна типа капрон, нейлон, анид, анант и многие другие обладают прочностью до 800 МПа при объемной массе примерно 1 г/см^3 Однако пока не удается использовать эти полимерные материалы в качестве арматуры для железобетонных конструкций вследствие их недопустимо низкого модуля упругости (не более 500 МПа) В то же время коэффициент их температурного удлинения в 8 10 раз превышает коэффициент удлинения бетона

В 1938 г французский инженер Ж Вейс впервые получил патент на армирование бетона сеткой из стеклянных нитей С тех пор в нашей стране и за рубежом исследования в этой области непрерывно расширяются, так как сырье для стекловолокна имеется повсеместно, а технология его изготовления несложная Элементарное стеклянное волокно технического назначения по прочности примерно соответствует высокоуглеродистой холоднотянутой проволоке (≈ 1500 МПа), а по объемной массе – в 3 5 раз меньше Следовательно, удельная прочность примерно в 2,5 раза выше удельной прочности высокопрочной стальной проволоки В то же время стекловолокно обладает пониженной длительной прочностью и модуль упругости его продолжает оставаться значительно ниже модуля упругости стали (не более 40 000 МПа) Зависимость между напряжением и деформациями арматуры из стекловолокна остается прямолинейной вплоть до ее разрыва, а деформации при разрыве достигают 2,5 %

Трудности, связанные с использованием стекловолокна для армирования бетонных конструкций, менее сложны, чем

при применении полимерных материалов Развиваются в основном два способа армирования бетона стекловолоконной арматурой: *дисперсное* – стекловолокном и *сосредоточенное* – стеклопластиковой проволокой, лентами или отдельными стержнями периодического профиля При дисперсном армировании конструкций приходится решать целый ряд сложных вопросов. предохранение стекловолокон от разрушения воздействием щелочной среды бетона при изготовлении, механизация арматурных и бетонных работ, обеспечение достаточно высокого коэффициента использования прочности стекловолокон. Вот почему многие исследователи предпочитают сосредоточенное армирование стеклопластиковой проволокой, лентами или стержнями, собираемыми из элементарных стекловолокон диаметром 10.. 15 мкм в единое целое посредством фенолоформальдегидной, полиэфирной или эпоксидной смолы или их модификаций Опыты показывают, что для конструкций, армированных стеклопластиковой арматурой, противопоказаны автоклавная обработка и пропаривание при высокой температуре (более 60 °С). Проектирование и изготовление железобетонных конструкций с неметаллической арматурой производят по специальным нормам и в данной книге не рассматриваются.

§ 14. Железобетон

1. Сцепление арматуры с бетоном. Исследования показывают, что даже при небольшой заделке арматуры в бетон в зоне их контакта развиваются значительные силы сцепления, препятствующие продергиванию (сдвигу) арматуры в бетоне Силы сцепления, приходящиеся на единицу поверхности арматуры, обусловливают напряжения сцепления арматуры с бетоном по длине элементов Количественно сцепление оценивают соответствующими напряжениями сдвига

● Надежное сцепление арматуры с бетоном, препятствующее сдвигу арматуры в бетоне, является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне и позволяющим ему работать под нагрузкой как единому монолитному телу При отсутствии сцепления образование первой трещины влечет за собой возрастание удлинений на всем протяжении растянутой арматуры, что, в свою очередь, приводит к резкому раскрытию образовавшейся трещины, сокращению высоты сжатой зоны, уменьшению изгибной жесткости (EI) и снижению несущей способности

● Надежное сцепление арматуры с бетоном создается тремя основными факторами: 1) сопротивлением бетона усилиям смятия и среза, обусловленным выступами (рис 47, *а*) и другими неровностями на поверхности арматуры, т е механическим зацеплением арматуры за бетон, 2) силами трения, возникающими на поверхности арматуры благодаря обжатию арматурных стержней бетоном при его усадке, 3) склеиванием (адгезией) поверхности арматуры с бетоном благодаря вязкости коллоидной массы цементного теста

Наибольшее влияние на сцепление арматуры с бетоном оказывает первый фактор – он обеспечивает около 75% от общей величины сцепления Сцепление стержневой арматуры периодического профиля с бетоном в 2 . 3 раза выше по сравнению со сцеплением гладкой арматуры, поэтому арматуру периодического профиля используют в железобетоне без специальных анкерных устройств на концах

Существенное влияние на сцепление арматуры с бетоном оказывает седиментация твердых частиц и выжимание воды при твердении бетонной смеси Это приводит, особенно в подвижных составах бетона, к тому, что сцепление арматуры с бетоном становится различным для стержней в направлении бетонирования и перпендикулярно ему в нижней или в верхней частях сечения изделия, бетонируемого за один прием Периодический профиль арматуры в сильной степени смягчает неблагоприятное влияние седиментации.

Напряжение в бетоне под выступами арматуры при ее выдергивании может превосходить в 5 7 раз кубиковую прочность бетона, поэтому особенно недопустимо какое-либо снижение плотности бетона в зоне контакта его с арматурой Механическое зацепление арматуры за

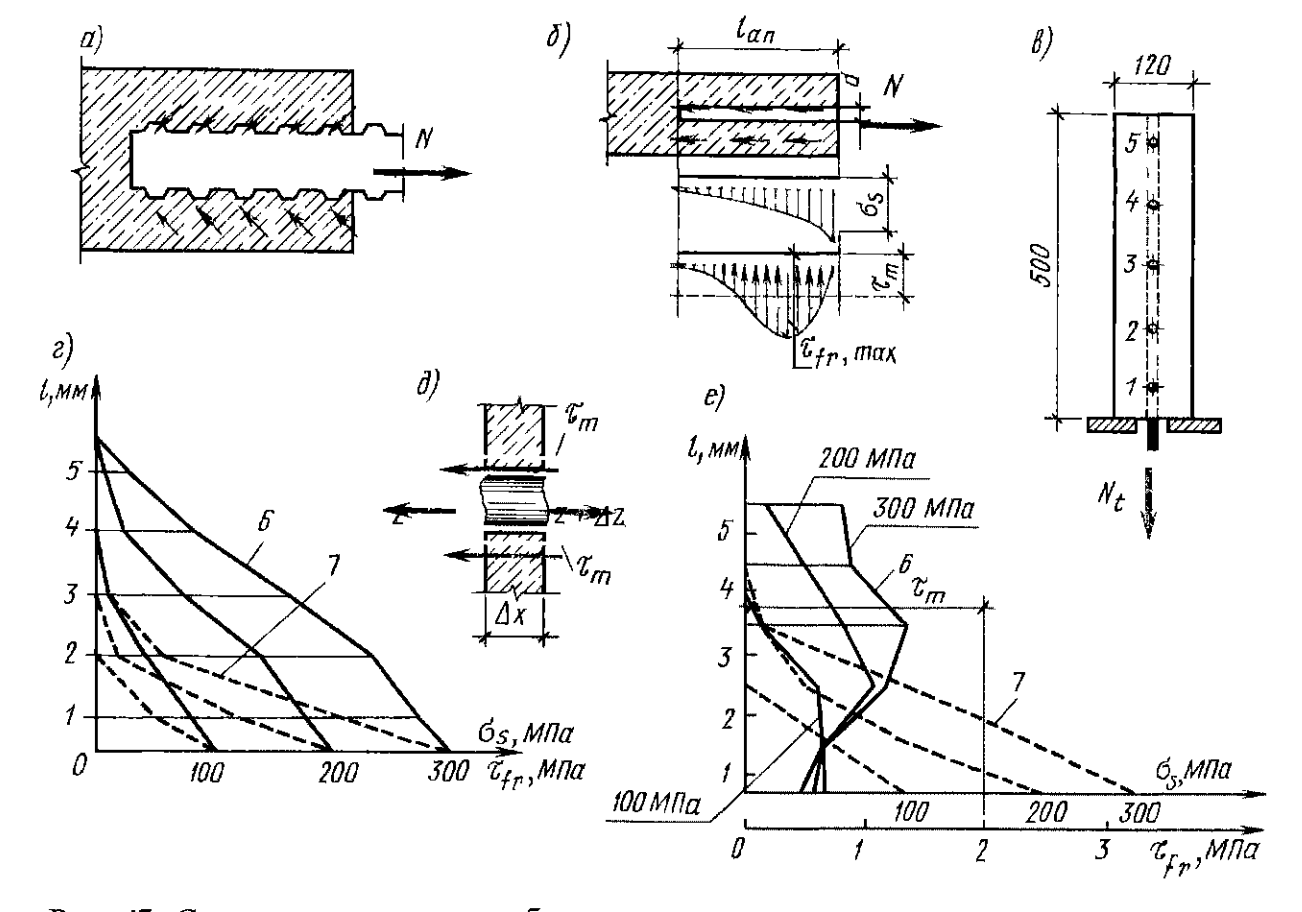


Рис 47 Сцепление арматуры с бетоном

а – зацепление выступов арматуры за бетон *б* – напряженное состояние арматуры и бетона при выдергивании арматуры; *в* – опытный образец, *г* – длина анкеровки арматуры в бетоне *д* – схема сцепления, *е* – опытные эпюры сцепления арматуры с бетоном, *1, 2, 3, 4, 5* – места установки приборов (сечения образца), *6* – гладкая арматура, *7* – профилированная арматура

бетон по длине элементов кроме профилирования ее поверхности повышают также посредством свивки арматуры в канаты Витые канаты надежно самоанкеруются в бетоне

Вдоль арматурного стержня напряжения сцепления распределяются неравномерно (рис 47,*б*) Наибольшие напряжения τ_{max} действуют вблизи заделки и затухают на длине заделки l Во времени за счет ползучести бетона происходит перераспределение напряжений сцепления, сечение с максимальными напряжениями отодвигается от торца элемента, при вибрационном приложении нагрузки возникает виброползучесть бетона и указанное перераспределение интенсифицируется, по мере затухания деформаций ползучести перераспределение уменьшается В расчетах используют среднее напряжение сцепления τ_{fr} (равномерное распределение напряжений сцепления вдоль стержня) Его определяют посредством выдергивания арматурного стержня, заделанного в бетон (рис. 47,*в*) Усилие $N_s = A_s\sigma_s$ передается со стержня периодического профиля на бетон на меньшей длине по сравнению с эталонным стержнем (рис 47,*г*) При $l \geqslant (15\ \ 20)d$ для арматуры периодического профиля и $l \geqslant (30\ \ .40)d$ для гладкой арматуры сопротивление выдергиванию τ_{fr} практически остается неизменным (см рис 47,*а*)

Среднее напряжение сцепления на единицу поверхности стержня (рис 47,*д*) определяют из условия равновесия

$$\Delta Z = \tau_{fr} u \Delta x,$$

откуда

$$\tau_{fr} = \Delta Z / u\Delta x, \tag{78}$$

где u – периметр стержня, $u = \pi d$; ΔZ – приращение усилия, $\Delta Z = A_s \Delta\sigma_s = (\pi d^2/4)\Delta\sigma_s$

Подставив эти значения в формулу (78), получим

$$\tau_{fr} = \pi d^2 \Delta\sigma_s / (4\pi d \Delta x) = d/4 \Delta\sigma_s/\Delta x \tag{79}$$

● Эпюра распределения нормальных напряжений по длине стержня (рис 47,*г*) и эпюра напряжений сцепления (рис

47, *е*), построенные по данным формулы (79), позволяют сделать важные выводы 1) напряжения сцепления увеличиваются со снижением диаметра арматуры, что обусловливается увеличением удельной поверхности сцепления арматуры с бетоном $(U_s/A_s = 2\pi r_s/(\pi r_s^2) = 2/r_s)$ Последняя определяет площадь контакта арматуры с бетоном на единицу площади сечения изделия Поэтому для увеличения площади контакта арматуры с бетоном диаметр растянутых стержней следует ограничивать, 2) чем быстрее продольные усилия передаются с арматуры на бетон, тем больше напряжения сцепления, 3) выдергивающая сила со стержня на бетон передается на определенном участке заделки стержня l_{fr}, заделка стержня на большую величину не изменяет форму эпюры напряжений сцепления арматуры с бетоном

По среднему сцеплению из уравнения (79) определяют длину заделки стержня в бетон, необходимую для полного использования несущей способности стержня

$$\tau_{fr} = d/4R_{sn}/l_{fr}, \tag{80}$$

откуда R_{sn}/τ_{fr}

Следовательно, длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности и диаметра и уменьшается с возрастанием сцепления арматуры с бетоном

Сцепление арматуры с бетоном возрастает с повышением класса бетона, увеличением содержания цемента, снижением В/Ц, увеличением плотности бетона посредством вибрирования, центрифугирования, прессования или вакуумирования Для бетонов средних классов (В25, В35) τ_{fr} при выдергивании стержней периодического профиля доходит до 7 МПа ($0{,}4R_b$) и более, а гладких стержней – 2,5 4 МПа ($\approx 0{,}2R_b$)

Для растянутой арматуры класса А-III при пределе текучести $\sigma_y = 390$ МПа и $\tau_{fr} = 5$ МПа необходимая длина заделки стержня $l_{fr} = 390d/(4\ 5) \approx 20d$

Сцепление арматуры при выдергивании значительно меньше сцепления при ее вдавливании, так как при сжатии арматурного стержня поперечное сечение его увеличивается и тем самым повышается сцепление стержня с бетоном вследствие сопротивления бетона поперечному расширению В среднем сцепление при растяжении арматуры на 40% меньше по сравнению со сцеплением при ее сжатии Поэтому диаметр сжатых стержней необходимо также ограничивать, хотя в меньшей степени, чем растянутых стержней

2. Условия совместной работы бетона и арматуры. ● Основными условиями, обеспечивающими надежную совместную работу бетона и стальной арматуры в железобетонных конструкциях, являются 1) сцепление арматуры с бетоном по площади их контакта, исключающее продергивание (сдвиг) арматуры в бетоне, 2) примерное равенство коэффициентов температурного удлинения (укорочения) бетона $\alpha_{bt} = 0{,}000007$ 0,00001 град$^{-1}$ и стальной арматуры $\alpha_{st} = 0{,}000012$ град$^{-1}$ Материалы с разными коэффициентами линейных температурных деформаций независимо от надежного сцепления между ними работают в усложненных условиях, так как при перепадах температуры возникают собственные натяжения, снижающие сцепление между материалами, небольшая разница коэффициентов линейных температурных деформаций бетона и стали исключает появление собственных напряжений в них и надежное сцепление арматуры с бетоном сохраняется при изменениях температуры до 100 °С, 3) способность бетона при соответствующей его плотности, достаточной толщине защитного слоя, кратковременном раскрытии трещин не более 0,4 мм и содержании цемента более 250 кг/м^3 надежно предохранять арматуру от коррозии и непосредственного действия огня

Защитное действие бетона на стальную арматуру основано на способности щелочной среды поддерживать химически пассивное состояние стали неопределенно длительное время Основным фактором, определяющим надежные защитные свойства бетона, является непроницаемость его для газов и для агрессивных ионов в водных растворах

Чтобы арматура работала в железобетонных конструкциях с заданным расчетным сопротивлением, необходимо ее завести (анкеровать) за рассматриваемое сечение элемента на длину зоны передачи напряжений с арматуры на бетон l_{fr},

Таблица 3 **Допустимые минимальные значения** l_{an}

№ п/п	Условия работы ненапрягаемой арматуры	Арматура							
		периодического профиля				гладкая			
		ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} мм
				не менее				не менее	
1	Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	10	250	1,2	11	20	250
2	Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
3	Стыки арматуры внахлестку								
	в растянутом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
	в сжатом бетоне	0,65	8	1,5	200	1,0	8	15	200

обусловленную сцеплением арматуры с бетоном или заанкерить с помощью специальных устройств

Арматуру, концы которой надежно самоанкеруются в бетоне за счет сил сцепления, называют арматурой без анкеров в пределах длины зоны анкеровки l_{fr} Арматуру, концы которой анкеруют в бетоне посредством специальных устройств, называют арматурой с анкерами на концах К арматуре без анкеров относят всю стержневую, проволочную профилированную арматуру и канаты однократной свивки при натяжении на упоры и достаточной передаточной прочности бетона R_{bp} К арматуре с анкерами на концах относят любую арматуру, натягиваемую на бетон, а также арматуру, натягиваемую на упоры, при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкая высокопрочная проволока, многопрядные канаты)

В отдельных случаях применяют арматурные элементы из высокопрочной проволоки без сцепления их с бетоном (наружное размещение арматуры) Конструкции с такой арматурой по сравнению с аналогичными конструкциями, в которых имеется надежное сцепление арматуры с бетоном, требуют увеличения расхода стали По своей сущности они являются шпренгельными конструкциями.

3. Анкеровка ненапрягаемой арматуры. Методы анкеровки ненапрягаемой арматуры (отдельные стержни, сварные сетки или каркасы) зависят от ее класса и от усилия в арматуре (сжатие или растяжение) Ненапрягаемую растянутую и сжатую арматуру заводят за нормальное сечение элемента, в котором она должна работать полным расчетным сопротивлением, на длину зоны заделки l_{an}

Под зоной заделки понимают длину концов арматуры, заделываемых в бетон, при которых усилия ее разрыва и сопротивления выдергиванию из бетона равны между собой

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta\lambda_{an}) d \geqslant \lambda_{an} d, \qquad (81)$$

где ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ и λ_{an}, а также допускаемые минимальные значения l_{an} определяют по табл 3

При этом нормы требуют, чтобы растянутые гладкие арматурные стержни (класса A-I) оканчивались крюками, лапками или петлями (рис 48) или имели приваренную поперечную арматуру по длине заделки, специальная анкеровка концов арматуры не требуется, если армирование гладкими стержнями производят в виде сварных сеток и каркасов В этом случае гладкая арматура надежно анкеруется за счет стержней поперечного направления

Прямые участки крюков имеют размер не менее $3d$, лапок – не менее $5d$, радиус крюка R – не менее $2{,}25d$ Стержни периодического профиля надежно самоанкеруются в бетоне, поэтому специальной анкеровки концов арматуры не требуется.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят за внутреннюю грань опоры на длину l_{an}, но не менее $5d$, если наклонные трещины не образуются, и не менее $10d$, если наклонные трещины образуются

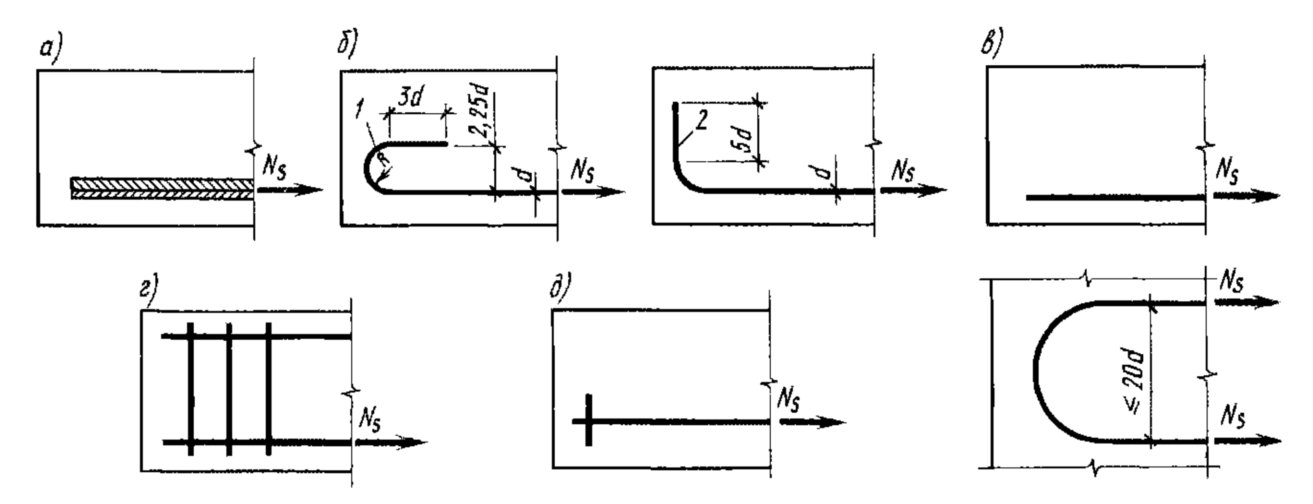


Рис 48 Анкеровка неварягаемой арматуры

а — сцеплением прямых стержней с бетоном; *б* — крюками и лапками, *в* — петлями, *г* — приваркой поперечных стержней, *д* — особыми приспособлениями (анкерами), *1*, *2* — прямые участки

В элементах из легкого бетона на пористых крупных и мелких заполнителях значение l_{an}, полученное по формуле (81), увеличивают в 1,2 раза, а в элементах из мелкозернистого бетона группы Б – на $10d$ и $5d$ соответственно для растянутого и сжатого бетона. Длину растянутых анкерных стержней закладных деталей, заделываемых в растянутом или сжатом бетоне, при $\sigma_{bc}/R_b > 0{,}75$ или $\sigma_{bc}/R_b < 0{,}25$ определяют, пользуясь значениями ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} по п 1 табл 3 В других случаях значения ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ и λ_{an} принимают по п 2 табл 3 Здесь σ_{bc} – сжимающие напряжения в бетоне, действующие перпендикулярно анкерному стержню и определяемые как для упругого материала по приведенному сечению от постоянно действующих нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 1

При действии на анкерные стержни закладной детали растягивающих и сдвигающих усилий правую часть формулы (81) умножают на коэффициент

$$\delta = \frac{0{,}3}{1 + Q_{an1}/N_{an1}} + 0{,}7, \qquad (82)$$

где N_{an1}, Q_{an1} – соответственно растягивающее и сдвигающее усилия в анкерном стержне

При этом длину анкерных стержней принимают не менее величин λd и l_{an}, приведенных в табл 3, где d – номинальный диаметр анкерного стержня

Анкеры из гладкой арматуры класса A-I применяют только при наличии усиления на концах в виде пластинок, высаженных головок и поперечных коротышей Длину таких анкеров определяют расчетом на выкалывание и смятие бетона

При наличии косвенной арматуры длину зоны анкеровки снижают делением коэффициента ω_{an} на величину $(1 + 12\mu_{xy})$ и уменьшения коэффициента $\Delta\lambda_{an}$ на величину $10\sigma_b/R_b$, здесь μ_{xy} – объемный коэффициент армирования, принимают: при сварных сетках – по формуле (285), при огибающих хомутах – по формуле $\mu_{xy} = A_{sw}/(2aS)$, где A_{sw} – площадь сечения огибающего хомута, расположенного у граней элемента, в любом случае μ_{xy} принимают не более 0,06

Напряжения сжатия бетона на опоре определяют делением опорной реакции на площадь опирания элемента и принимают не более $0{,}5R_b$

Косвенное армирование распределяют по длине зоны анкеровки от торца элемента до ближайшей к опоре нормальной трещине

4. Анкеровка напрягаемой арматуры. При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры высокопрочной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, горячекатаной и термически упрочненной стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установки каких-либо анкеров на концах такой арматуры не требуется Она надежно самоанкеруется в бетоне за счет периодического профиля При натяжении арматуры на упоры (до бетонирования), в мо-

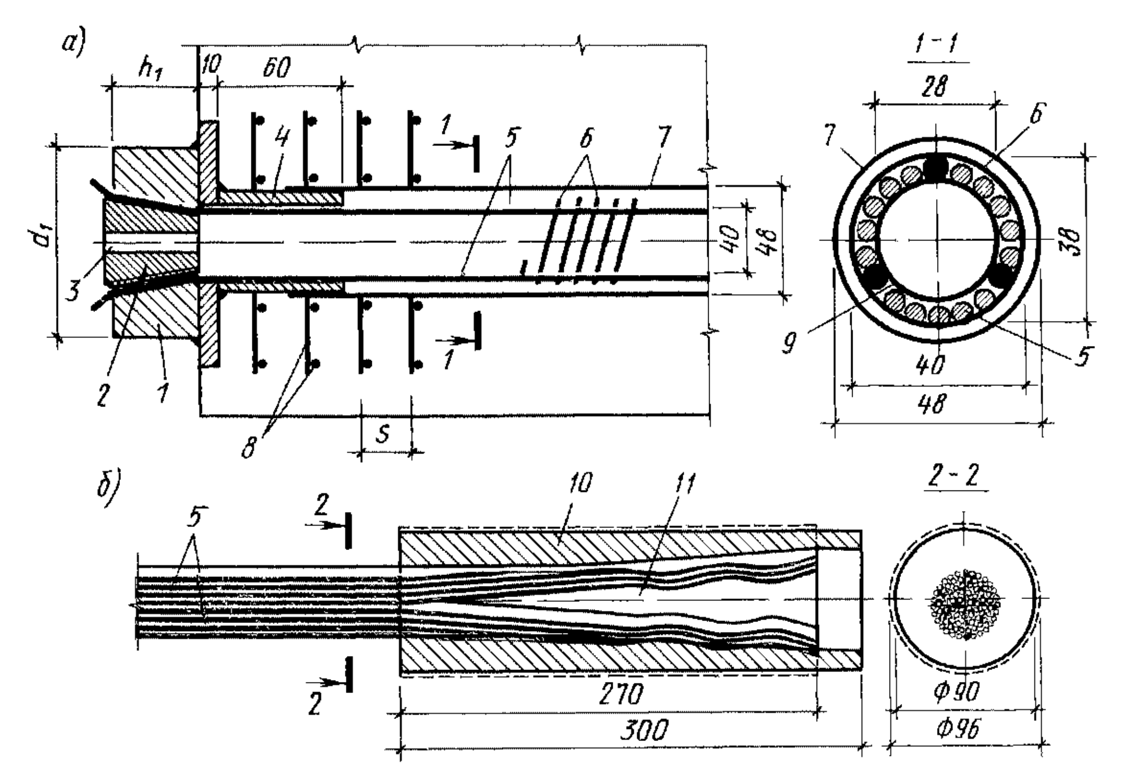


Рис 49 Анкеровка пучков

а — колодочный анкер, *б* — гильзоклиновой анкер, *1* — стальная колодка, *2* — стальная коническая пробка *3* — отверстие в пробке для инъецирования раствора в канал, *4* — стальной патрубок, *5* — высокопрочная проволока, *6* — скрутки из отожженной (мягкой) проволоки диаметром 3 мм, *7* — трубка из кровельной стали, *8* — сварные сетки, *9* — отрезок спирали из стальной проволоки диаметром 2 мм, *10* — гильза из мягкой стали, *11* — клин из стали 45

мент отпуска натяжных устройств, вследствие динамического эффекта, арматура оказывает на бетон расклинивающее действие, создавая в нем опасные местные концентрические по отношению к арматуре растягивающие усилия Если эти усилия способны вызвать образование продольных трещин вдоль арматуры, то сопротивление сцеплению ослабляется и при отсутствии или малом количестве поперечной арматуры может полностью нарушиться Такой элемент к работе непригоден Именно поэтому мгновенный способ передачи усилия обжатия, как правило, недопустим, а при диаметре стержней более 18 мм нормы вовсе его запрещают

Для восприятия бетоном местных растягивающих концентрических усилий на концах напрягаемой арматуры в непосредственной близости к торцам конструкций устанавливают спирали из проволоки класса Вр-I диаметром 3 ..4 мм с шагом 25 30 мм и внутренним диаметром витков на 20 . 30 мм больше диаметра арматурного элемента Не менее эффективными оказываются поперечные сетки (рис 49, *а*) в количестве 4 шт. с шагом $s = 50$ 100 мм на участке длиной не менее $0{,}6l_p$ [см. формулу (83)], но не менее 200 мм, не менее $10d$ и $20d$ соответственно для профилированной и гладкой арматуры без анкеров и не менее двух длин анкеров — для арматуры с анкерами у концов Сетки должны охватывать все продольные стержни арматуры Кроме ограничения раскрытия продольных горизонтальных трещин сварные сетки и замкнутые хомуты до двух с половиной раз увеличивают несущую способность бетона на местное сжатие, ограничивают раскрытие вертикальных трещин на концах элемента, а также усиливают их на воздействие поперечных сил Диаметр стержней сеток или хомутов принимают не менее $0{,}25d$, где d — диаметр напрягаемой продольной арматуры, и не менее 5 мм (для проволоки класса Вр-I — 4 мм). Мощные сосредоточенные реакции анкеров во избежание местного сжатия бетона под анкерами необходимо распределять на большую площадь бетона через торцовые металлические листы с отверстиями для пропуска арматуры

При плавном отпуске натяжных устройств длина зоны анкеровки напрягаемой арматуры без анкеров

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d, \quad (83)$$

где ω_p и λ_p принимают по табл 4 Под *зоной анкеровки* понимают длину концов, в пределах которых осуществляется заанкеривание напрягаемой арматуры

Таблица 4 **Значения коэффициентов ω_p и λ_p**

Вид арматуры	Диаметр, мм	ω_p	λ_p
Стержневая арматура периодического профиля	Любой	0,25	10
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,4	40
	4	1,4	50
	3	1,4	60
Арматурные канаты класса.			
К-7	15	1,0	25
	12	1,1	25
	9	1,25	30
	6	1,4	40
К-19	14	1,0	25

Для стержневой арматуры периодического профиля величину l_p принимают не менее $15d$ Для элементов из легкого бетона при пористом мелком заполнителе и из мелкозернистого бетона группы Б значения ω_p и λ_p увеличивают в 1,25 раза против приведенных в табл 4, а из легкого бетона классов В7,5 В12,5 – в 1,4 раза

При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для стержневой арматуры периодического профиля значения ω_p и λ_p увеличивают в 1,25 раза

Величину σ_{sp} принимают равной а) при расчете элементов по прочности – большему из значений R_s и σ_{sp}, б) при расчете элементов по трещиностойкости – σ_{sp}, где σ_{sp} принимают с учетом первых потерь

Начало зоны передачи напряжений при мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для проволочной арматуры (за исключением высокопрочной проволоки класса Вр-II с внутренними анкерами по длине заделки) принимают на расстоянии $0{,}25/l_p$ от торца элемента

При диаметре стержней более 18 мм мгновенный отпуск натяжных устройств не допускается На длине зоны анкеровки l_p принимают линейное изменение предварительного напряжения в арматуре от нуля у края элемента до σ_{sp1} и σ_{sp2} в сечении, расположенном на расстоянии l_p от начала зоны передачи напряжения (рис 50) до рассматриваемого сечения ($\sigma_{spx} = \sigma_{sp1} l_x / l_p$)

Анкеровку концов гладкой высокопрочной проволоки производят посредством конструктивных анкеров, т е анкеров, остающихся на концах арматуры на весь период эксплуатации конструкций Конструктивные анкеры выполняют посредством высаженных головок и анкерных плит, а при натяжении арматуры на упоры – посредством петлевых (кольцевых) анкерных устройств (рис 51, *а*) Высокопрочную проволочную арматуру или канаты, наматываемые на бетон круглых конструкций (трубы, цилиндрические резервуары, силосы), анкеруют посредством закрепления начала и конца каждой группы зажимными болтами (рис 51, *б*) или простейшими плашечными зажимами, не выступающими за пределы защитного слоя бетона Анкеровку концов канатной арматуры при необходимости производят в виде обжатых муфт, клиновых и цанговых зажимов, а пучков – в виде гильзостержневых анкеров, металлических колодок и конусных пробок (см рис 49, *а*), гильзоклиновых анкеров (см рис 49, *б*) и др

В целях предохранения анкерных устройств, расположенных на поверхно-

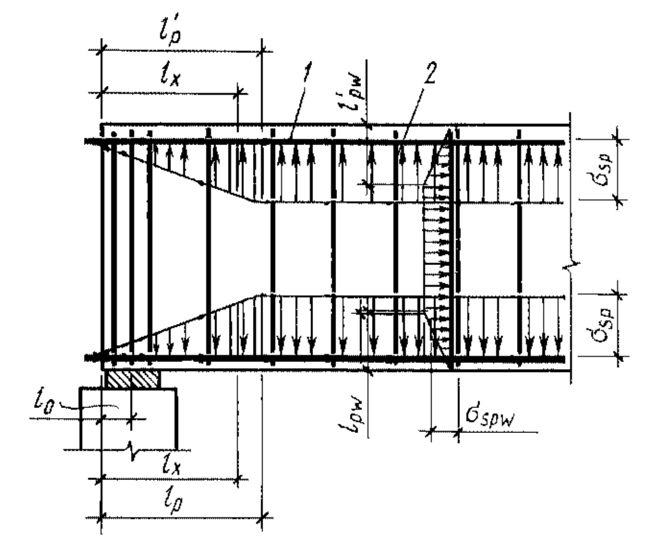


Рис 50 Схема распределения предварительного напряжения по длине арматуры без анкеров на концах

1 – продольная арматура, *2* – поперечная арматура

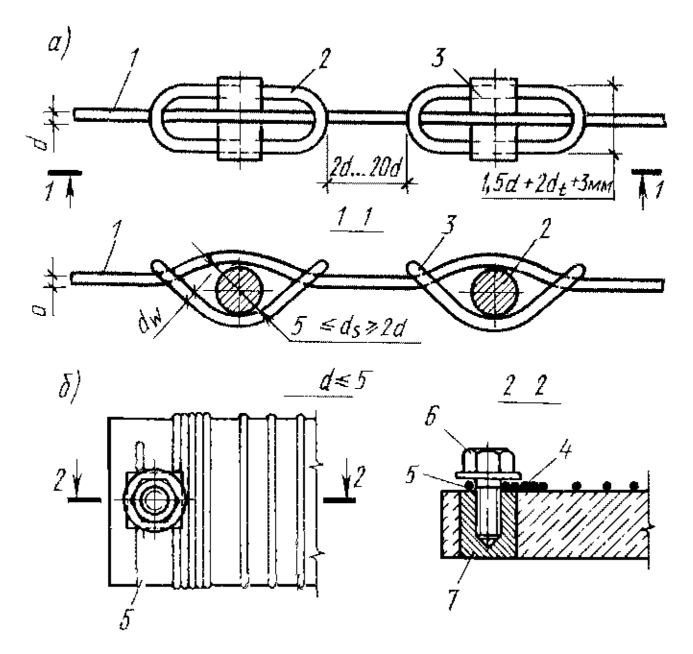


Рис 51 Анкеровка проволочной или канатной арматуры

а – анкеровка посредством анкерных колец *б* – анкеровка зажимиыми болтами *1* – высокопрочная гладкая проволока или канат; *2* – кольцо *3* – штырь· *4* – витки арматуры с ослабленным напряжением, *5* – конец обмотки, *6* – зажимный болт диаметром 12 мм; *7* – анкер сечением 25 × 25 мм

сти бетона, от коррозии применяют защитные антикоррозионные покрытия

5. Собственные напряжения. Перераспределение напряжений. При армировании бетона стальной арматурой в бетоне и арматуре возникают собственные напряжения от усадки и набухания бетона, с которыми необходимо считаться при проектировании железобетонных конструкций

Стальная арматура обладает модулем упругости, в 10 20 раз превышающим модуль деформации бетона, поэтому, когда бетон претерпевает пластические деформации, то прочно сцепленная с ним арматура испытывает только упругие деформации Воспринимая часть нагрузки, арматура разгружает бетон и тем самым задерживает (стесняет) в нем развитие деформаций ползучести После достижения сталью предела текучести, деформации арматуры также быстро растут и в момент, близкий к разрушению, напряжения в бетоне и стали одновременно достигают предельных значений Вследствие ползучести бетона, например при $\mu = 0{,}5\%$, через 150 дн напряжения в арматуре возрастают более чем в 2,5 раза С увеличением процента армирования до $\mu = 2\%$ влияние ползучести бетона на перераспределение усилий между компонентами сечения сказывается меньше и интенсивность роста напряжений в арматуре снижается

Опасные напряжения перераспределения в железобетоне от ползучести бетона возникают при быстром разгружении тяжело и длительно нагруженных железобетонных колонн с высоким процентом армироиания В момент снятия нагрузки с таких колонн обратимые (упругие) деформации бетона вызывают в бетоне начальные напряжения растяжения Иногда они превышают предел прочности бетона на растяжение $R_{bt\ ser}$ Это приводит к разрыву колонны в одном или нескольких местах, что отрицательно влияет на дальнейшую эксплуатацию конструкции.

В железобетонных конструкциях усадка и ползучесть железобетона действуют одновременно и совместно влияют на их работу под нагрузкой, в сжатых элементах они действуют в одном направлении – уменьшают напряжения в бетоне и увеличивают их в арматуре В изгибаемых элементах усадка и ползучесть железобетона развиваются в разных направлениях усадка увеличивает напряжение в бетоне сжатой зоны, а в растянутой арматуре – уменьшает, ползучесть, наоборот, уменьшает напряжение в бетоне сжатой зоны, а в растянутой арматуре – увеличивает

Релаксация напряжения арматуры и бетона проявляется и в железобетонных конструкциях Это учитывают при подсчете потерь напряжений напрягаемой арматурой

6. Коррозия. Под коррозией понимают разрушение железобетонных конструкций с течением времени под воздействием агрессивной среды. Коррозия арматуры может протекать одновременно с коррозией бетона и независимо от нее Продукт коррозии арматуры (ржавчина) в несколько раз превосходит первоначальный объем Поэтому ржавчина создает значительные радиальные давления на окружающий арматуру бетон, что приводит к отколу защитного слоя и полному обнажению арматуры Это, в свою очередь, ускоряет ржавление арматуры и приводит конструкцию в аварийное состояние Коррозию арматуры в железобетоне в основном предупреждают увеличе-

нием толщины и плотности защитного слоя.

7. Определение нормальных напряжений. При определении потерь предварительного напряжения в арматуре необходимо знать нормальные напряжения обжатия бетона. Их определяют по приведенным геометрическим характеристикам нормального сечения как для упругого тела Усилия в напрягаемой арматуре рассматривают как внешнюю нагрузку Приведенное сечение включает сечение бетона и сечение всей продольной арматуры, замененной эквивалентной площадью сечения бетона Исходя из равенства деформаций арматуры и бетона, приведение выполняют посредством коэффициента приведения α Если площадь сечения всей продольной арматуры менее $0{,}008A$, то ее не учитывают при определении геометрических характеристик сечения Геометрические характеристики приведенного сечения (см рис 1) следующие·

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha_s A_s + \alpha'_s A'_s + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp}, \quad (84)$$

где A – площадь сечения бетона за вычетом ослаблений пазами, каналами и арматурой, если площадь ослаблений не более 0,03А, то их расчетом не учитывают,

статический момент площади приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_{red} = S + \alpha_{sp} A_{sp} a_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp}(h - a'_{sp}) + $$
$$+ \alpha_s A_s a_s + \alpha'_s A'_s (h - a'_s); \quad (85)$$

расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red}, \quad (86)$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha_{sp} A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha'_{sp} A'_{sp} (y'_{sp})^2 +$$
$$+ \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha'_s A'_s (y'_s)^2. \quad (87)$$

Усилие предварительного обжатия бетона принимают как равнодействующую усилий в арматуре

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (88)$$

а эксцентриситет его приложения относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P}, \quad (89)$$

где y_{sp}, y'_{sp}, y_s, y'_s – расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре S и S', σ_s и σ'_s – напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре S и S', вызванные усадкой и ползучестью бетона, принимают равными. в стадии изготовления – потерям напряжения σ_6 от быстронатекающей ползучести (см ниже), в стадии транспортировки, возведения и эксплуатации – сумме потерь напряжений от усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона, для ненапрягаемой арматуры, расположенной в растянутой от обжатия зоне, напряжение σ'_s принимают равным нулю Нормальное напряжение в бетоне от усилия обжатия в общем случае определяют как для внецентренно сжатого упругого тела по приведенному сечению

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P e_{op} y_0}{I_{red}} - \frac{M}{I_{red}} y_0, \quad (90)$$

где y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяют напряжения, M – изгибающий момент от внешних нагрузок в рассматриваемой стадии работы элемента, сжимающие напряжения учитывают со знаком «+», а растягивающие – со знаком «–»

Максимальные сжимающие напряжения при обжатии элемента определяют на уровне крайнего волокна с учетом первых потерь σ_1. σ_5 и $\gamma_{sp} = 1$

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y_0 - \frac{M_g}{I_{red}} y_0, \quad (91)$$

где M_g – момент от собственного веса элемента.

При определении потерь σ_6 от быстронатекающей ползучести и σ_9 от ползучести напряжения в бетоне от усилия

Таблица 5 **Основные виды потерь предварительного напряжения арматуры**

№ п/п	Причины потерь предварительного напряжения	Потери при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
1	Релаксация напряжений арматуры	σ_1	σ_7
2	Разность температуры натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона	σ_2	—
3	Деформация анкеров, шайб и прокладок натяжных устройств	σ_3	σ_3
4	Трение арматуры об огибающие приспособления, о стенки канала или поверхности бетона конструкций	σ_4	σ_4
5	Деформация стальной формы для изготовления конструкций	σ_5	—
6	Быстронатекающая ползучесть бетона	σ_6	—
7	Усадка бетона	σ_8	σ_8
8	Ползучесть бетона	σ_9	σ_9
9	Смятие бетона под витками кольцевой или спиральной арматуры (при диаметре конструкций до 3 м)	—	σ_{10}
10	Деформация швов между блоками составных конструкций	—	σ_{11}

обжатия определяют на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры A_{sp} и A'_{sp}, например для арматуры A_{sp} по формуле (91) с заменой y на y_{sp}

8. Потери предварительного напряжения арматуры. Предварительное напряжение арматуры после отпуска натяжных устройств с течением времени постепенно снижается на величину потерь вследствие постепенного уменьшения начального (заданного) относительного удлинения ε_e арматуры.

Потери предварительного напряжения арматуры происходят как при натяжении ее на упоры (см рис 31), так и на бетон (см рис 49, *а*) и могут достигать значительной величины – около 30% начального предварительного напряжения. Точный учет факторов, влияющих на величину потерь, представляет сложную задачу Для практических расчетов принимают упрощенные способы учета потерь предварительного напряжения

Основные потери предварительного напряжения, происходящие при натяжении арматуры на упоры и на бетон и учитываемые в расчетах, нормы подразделяют на 11 видов (табл 5) Расчетом учитывают только те из них, которые проявляются в заданных конкретных условиях

В целях уточнения расчетов полные потери предварительного напряжения арматуры разделяют на две группы (табл 6) σ_{l1} – первые потери, происходящие до обжатия бетона, и σ_{l2} – вторые потери, происходящие после обжатия бетона

Таблица 6 **Группы потерь предварительного напряжения арматуры**

Способ натяжения арматуры	Первые потери (до обжатия бетона) σ_{l1}	Вторые потери (после обжатия бетона) σ_{l2}
На упоры	σ_1, σ_2, σ_3, σ_4, σ_5, σ_6	σ_8, σ_9
На бетон	σ_3, σ_4	σ_7, σ_8, σ_9, σ_{10}, σ_{11}

Таблица 7 **Потери от релаксации напряжений арматуры**

Вид арматуры	Способ натяжения арматуры	
	механический	электротермический и комбинированный
Проволочная и канаты	$\sigma_1 = (0{,}22\sigma_{sp}/ /R_{s,ser} - 0{,}1)\,\sigma_{sp}$	$\sigma_1 = 0{,}05\sigma_{sp}$
Стержневая	$\sigma_1 = 0{,}1\sigma_{sp} - -20$	$\sigma_1 = 0{,}03\sigma_{sp}$

Во всех случаях величину полных ($\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2}$) потерь принимают не менее 100 МПа В процессе изготовления и эксплуатации предварительно напряженных элементов потери предварительного напряжения в арматуре накапливаются Вследствие этого арматуру класса A-I A-III в предварительно напряженных конструкциях не применяют, а предварительное натяжение более прочной арматуры назначают достаточно высоким, чтобы перекрыть все потери Арматура высокой прочности позволяет создать в бетоне большие предварительные напряжения и уменьшить расход дефицитной стали, чем выше прочность стали и величина предварительного напряжения арматуры, тем меньше удельный вес суммарных потерь напряжения арматуры

При расчете самонапряженных элементов учитывают только потери предварительного напряжения от ползучести и усадки бетона в зависимости от марки бетона по самонапряжению и влажности среды Для самонапряженных конструкций, эксплуатируемых в условиях избытка влаги, потери от усадки не учитывают

● Первые потери σ_{l1}

1 *Потери от релаксации напряжений* арматуры при натяжении на упоры развиваются в течение 5 7 сут и зависят от вида арматуры, способа ее натяжения и величины σ_{sp}, принимаемой без учета потерь Их принимают по табл 7

Если вычисленные значения $\sigma_1 < 0$, то их принимают равными нулю

2 *Потери от температурного перепада* при тепловой обработке конструкций принимают равными

для бетонов классов B15 B40 $\sigma_2 = 1{,}25\Delta t$,

для бетонов классов B45 и выше $\sigma_2 = 1{,}0\Delta t$

где Δt – разность по технологическим данным между температурой арматуры и упоров стенда, °C, при отсутствии точных данных принимают 65 °C

3 *Потери от деформации анкеров*, расположенных у натяжных устройств, вследствие сжатия шайб, прокладок, смятия высаженных головок и деформаций самих анкеров Их учитывают только при механическом способе натяжения арматуры

При натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_3 = (\Delta l / l)\, E_s, \tag{92}$$

где $\Delta l = 2$ мм – при обжатии опрессованных шайб при смятии высаженных головок, $\Delta l = 1$ мм – при деформации анкеров в виде гаек, $\Delta l = 1{,}25 + 0{,}15d$ мм – при смещении стержней в инвентарных зажимах, d – диаметр стержня, мм, l – расстояние между наружными гранями упоров, мм

При натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_3 = [(\Delta l_1 + \Delta l_2)/l]\, E_s, \tag{93}$$

где $\Delta l_1 = 1$ мм – обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, $\Delta l_2 = 1$ мм – деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, l – длина элемента, мм

Из формулы (93) видно, чем меньше длина арматуры l, тем больше ее относительная деформация $(\Delta l_1 + \Delta l_2)/l$, а следовательно, и потери напряжения σ_3 Поэтому для короткоразмерных (4 12 м) предварительно напряженных конструкций более целесообразными являются менее податливые анкеры (плотно завинчиваемые гайки или клиновые шайбы)

В случае электротермического метода натяжения арматуры $\sigma_3 = 0$, потому что эти потери учитывают при определении полного удлинения арматуры

4 *Потери от трения арматуры об огибающие приспособления* при натяжении на упоры

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{e^{\delta\theta}}\right), \quad (94)$$

где σ_{sp} – принимают без учета потерь, e – основание натуральных логарифмов, $\delta = 0,25$ – коэффициент, θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад При натяжении на бетон арматуры, расположенной в криволинейном канале или на криволинейной поверхности, часть усилия будет затрачена на преодоление сил трения

Потери от трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{\theta^{\omega\chi + \delta\theta}}\right), \quad (95)$$

где ω, δ – коэффициенты (табл 8), χ – длина участка арматуры от натяжного устройства до расчетного сечения, θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад

Таблица 8 **Значение коэффициентов ω и σ**

Вид канала	ω	δ при арматуре в виде	
		канатов, пучков	стержней периодического профиля
С металлической поверхностью	0,003	0,35	0,40
С бетонной поверхностью			
образован жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
образован гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65

В конструкциях с большим углом соприкасания напрягаемой арматуры с бетонной поверхностью потери σ_4 могут достигать больших значений Для их снижения применяют отделку криволинейных участков листовой сталью, вибрацию арматуры, натяжение арматуры с обоих концов, используют термический способ натяжения арматуры или применяют каналообразователи из специальных пластмасс, например трубки из винилпласта, имеющего коэффициент трения $\gamma \approx 0,25$

5 *Потери от деформации стальной формы* при изготовлении конструкции

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (96)$$

где η – коэффициент при натяжении арматуры домкратом $\eta = (n-1)/2n$, при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50% усилия создается грузом) $\eta = (n - 1)/4n$, Δl – сближение упоров по линии действия усилия обжатия P, определяемое из расчета деформаций формы, l – расстояние между наружными гранями упоров, n – число групп стержней, натягиваемых неодновременно

При отсутствии данных о конструкции форм принимают $\sigma_5 = 30$ МПа Они происходят вследствие неодновременного натяжения на форму При натяжении первого стержня стальная форма укорачивается на величину ε_1, а второго – дополнительно на величину ε_2 и т д Чем больше стержней или групп стержней натягивают неодновременно, тем больше потери в стержнях, натягиваемых в первую очередь При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы не учитывают, потому что они учтены при определении величины полного удлинения арматуры

6 *Потери от бестронатекающей части ползучести* бетона происходят в процессе обжатия элемента усилиями арматуры, натягиваемой на упоры Они зависят от условий твердения, величины напряжений обжатия, класса бетона При натяжении арматуры на бетон потери от быстронатекающей части ползучести не учитывают, так как их выбирают в процессе натяжения арматуры, совпадающем по времени с обжатием бетона

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке,

$\sigma_6 = 34\sigma_{bp}/R_{bp}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant \alpha$, (97)

$\sigma_6 = 34\alpha + 72\beta(\sigma_{bp}/R_{bp} - \alpha)$

при $\sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha$, (98)

где σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры S и S' с учетом потерь σ_1 σ_5 определяют по формуле (91), α и β – коэффициенты, принимают равными $\alpha = 0,25 + 0,25R_{bp}$, но не более 0,8, $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1.

Для легкого бетона при передаточной прочности $R_{bp} = 11$ МПа и ниже значение множителя 34 заменяют на 60

Для бетона естественного твердения потери σ_6 вычисляют аналогично, с делением полученного результата на коэффициент 0,85

● Вторые потери σ_{l2}

7 *Потери от релаксации напряжений* арматуры при натяжении на бетон принимают равными потерям при натяжении на упоры, т е $\sigma_7 = \sigma_1$

8 *Потери от усадки тяжелого бетона* ($\sigma_8 = \varepsilon_{shb}E_s$), вызывающей укорочение элемента, приведены в табл 9

Меньшая величина потери напряжений σ_8 при натяжении арматуры на бетон по сравнению с натяжением на упоры обусловлена тем, что в первом случае обжатие бетона производится в более позднем возрасте Деформации от усадки бетона, проявившиеся к тому времени, уже не оказывают существенного влияния на величину потерь напряжений арматуры.

9. *Потери от ползучести бетона* в возрасте не менее 100 сут, вызывающей укорочение элемента, принимают равными $\sigma_9 = \varepsilon_{cr}E_s$·

а) для тяжелого и легкого бетона на плотном мелком заполнителе

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_9 = 128\alpha\sigma_{bp}/R_{bp} \\ \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant 0,75, \\ \sigma_9 = 256\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375) \\ \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75,\end{array}\right\} \quad (99)$$

где σ_{bp} – то же, что и в п. 6, но с учетом потерь по п 1 .6, α – коэффициент для бетона естественного твердения $\alpha = 1,17$, для бетона, подвергнутого тепловой обработке, при атмосферном давлении $\alpha = 1,00$;

б) мелкозернистого группы. А – потери вычисляют по п а) с умножением на коэффициент, равный 1,3, Б – то же, но на коэффициент, равный 1,5, В – потери вычисляют по п. а) при коэффициенте $\alpha = 1,00$,

в) легкого при пористом мелком заполнителе потери вычисляют по п а) с умножением полученного результата на коэффициент 1.2

При загружении в возрасте менее 100 сут после изготовления конструкции по-

Таблица 9 **Потери напряжений арматуры от усадки бетона, МПа**

Вид бетона	Натяжение арматуры на		
	упоры		бетон
	естественное твердение	тепловая обработка при атмосферном давлении	независимо от условий твердения бетона
Тяжелый классов			
а) В35 и ниже	40	35	30
б) В40	50	40	35
в) В45 и выше	60	50	40
Мелкозернистый группы			
г) А	Потери определяют по п а) и б) с умножением на коэффициент 1,3		40
д) Б	То же, на коэффициент, 1,5		50
е) В	Потери определяют на п а) как для тяжелого бетона естественного твердеиия		40
Легкий при мелком заполнителе			
ж) плотном	50	45	40
з) пористом	70	60	50

тери от усадки и ползучести бетона снижаются Это учитывают умножением потерь σ_8 и σ_9 на понижающий коэффициент

$$\varphi_t = 4t/(100 + 3t) \text{ (но не более 1)}, \qquad (100)$$

где t – время, отсчитываемое при определении σ_8 – со дня окончания бетонирования, σ_9 – со дня обжатия бетона

Для конструкций, эксплуатируемых при влажности среды ниже 40%, потери от усадки и ползучести тяжелого и мелкозернистого бетона увеличивают на 25%, а в районах с сухим и жарким климатом (например, в Средней Азии) – на 50%

10 *Потери от смятия бетона под витками* спиральной или кольцевой арматуры учитывают только в конструкциях цилиндрической формы (трубы, резервуары), подвергаемых обжатию навивкой арматуры на затвердевший бетон В конструкциях диаметром до 3 м

$$\sigma_{10} = 70 - 0{,}22d_{ext}, \qquad (101)$$

где d_{ext} – наружный диаметр конструкции, см

При диаметре более 3 м радиальное обжатие бетона витками кольцевой или спиральной арматуры незначительно и потерями напряжений арматуры за счет смятия бетона под ней пренебрегают

11 *Потери от деформаций обжатия стыков* между блоками сборных конструкций, которые обжаты арматурой, натягиваемой на бетон,

$$\sigma_{11} = (n\Delta l/l)\,E_s, \qquad (102)$$

где n – число швов конструкций и оснастки по длине натягиваемой арматуры, Δl – обжатие стыка, $\Delta l = 0{,}3$ мм – при заполнении стыков бетоном и $\Delta l = 0{,}5$ мм – при стыковании насухо, l – длина натягиваемой арматуры, мм

9. Армоцемент. Армоцементом принято называть особый вид железобетона, приготовленный на песчано-цементном растворе, армированный сетками из тонкой проволоки диаметром 0,5...1 мм с мелкими ячейками (10 × 10 мм). Насыщение сетками густое, расстояние между сетками 3 5 мм Это позволяет получить достаточно однородный по свойствам материал Основное достоинство армоцемента по сравнению с железобетоном заключается в повышенной растяжимости (до двух раз) Это обусловлено более равномерным распределением напряжений по сечению элемента вследствие повышения однородности структуры раствора за счет дисперсного армирования его тонкой проволокой Из-за повышенной растяжимости армоцемент обладает незначительным раскрытием трещин (порядка 0,05 0,1 мм), высокой несущей способностью, водонепроницаемостью, сопротивляемостью ударной нагрузке Толщину сечения элементов из армоцемента принимают не более 30 мм По толщине сечения укладывают до 10 сеток Расход на 1 м^3 бетона составляет не менее 300 500 кг Предел прочности на растяжение армоцемента возрастает по мере насыщения его арматурой (повышения процента армирования), уменьшения диаметра арматуры и размера ячейки сетки Наибольшее применение армоцемент находит в предварительно напряженных тонкостенных пространственных конструкциях покрытий зданий, резервуарах, трубах, позволяет в два раза и более уменьшить массу и существенно снизить стоимость по сравнению с аналогичными конструкциями из тяжелого бетона Проектирование собственно армоцементных конструкций (продольная дополнительная рабочая арматура отсутствует) в настоящей работе не рассматривается Армоцементные конструкции с дополнительной продольной рабочей арматурой проектируют аналогично конструкциям из тяжелого бетона Их огнестойкость и коррозионная стойкость меньше по сравнению с конструкциями из тяжелого бетона

10. Армополимербетон. Под армополимербетоном понимают строительный материал из полимерцементного бетона, или полимербетона, армированный стальной или неметаллической арматурой. Практика показывает, что в армополимербетоне обеспечивается надежная совместная работа арматуры и бетона вплоть до их разрушения Прочностные характеристики армополимербетона значительно выше по сравнению с тяжелым железобетоном Он обладает высокой растяжимостью и коррозионной стойкостью, а при армировании (внутреннем или внешнем) неметаллической армату-

рой – высокими электронепроницаемостью и радиопрозрачностью, поэтому армополимербетон целесообразно применять в конструкциях, работающих в агрессивной среде, при высоком гидростатическом давлении, а также при необходимости обеспечить высокие электронепроницаемость или радиопрозрачность Прочностные и деформативные свойства армополимербетона изучены еще не полностью, стоимость его остается высокой, поэтому он пока широко не применяется в строительных конструкциях

§ 15. Каменные материалы. Строительные растворы

1. Общие сведения. В качестве каменных материалов для кладок используют *штучные* камни массой не более 40 кг и *каменные изделия*, изготовляемые в заводских условиях, масса которых ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования К штучным каменным материалам относят кирпич керамический, керамические камни, камни природные правильной формы и бутовые (неправильной формы), камни бетонные Каменные изделия выпускают в виде бетонных блоков различного назначения, блоков из кирпича и керамических камней, блоков из природного камня, вибропанелей из кирпича и керамических камней, бетонных панелей Каменные материалы, применяемые для кладок, должны удовлетворять требованиям прочности и морозостойкости, чтобы обеспечить прочность и надежность каменных конструкций

В качестве строительных растворов для каменных кладок применяют смеси из неорганического вяжущего (цемент, известь, глина), мелкого заполнителя (песок), воды и специальных добавок По виду применяемых вяжущих строительные растворы подразделяют на *цементные*, *известковые* и *смешанные* (цементно-известковые, цементно-глиняные) Строительные растворы должны в свежеизготовленном состоянии обладать подвижностью и водоудерживающей способностью, а в затвердевшем состоянии – обеспечивать необходимую прочность кладки При необходимости увеличения несущей способности каменной кладки применяют разные способы ее армирования стальной арматурой, такую кладку называют армокаменной Использование армокаменной кладки позволяет значительно расширить область применения каменных кладок в конструкциях

● Каменные материалы классифицируют *по происхождению* а) природные камни, добываемые в каменных карьерах (каменные блоки, бут, щебень), б) искусственные камни, изготовляемые путем обжига (кирпич, керамические камни, облицовочные плитки), и необожженные камни (кирпич силикатный, шлаковый, бетонные камни из тяжелого или легкого бетона), *по структуре* а) полнотелый кирпич и сплошные камни, б) пустотелый кирпич и камни с пустотами различной структуры

Для ручной каменной кладки применяют кирпич следующих видов керамический обыкновенный пластического и полусухого прессования, керамический пустотелый пластического прессования, кирпич силикатный, кирпич шлаковый, кирпич из трепелов и диатомитов Кирпич выпускают одинарный размерами 250 × 120 × 65 мм, и модульный (утолщенный) размерами 250 × 120 × 88 мм Кирпич одинарный изготовляют обычно полнотелый либо с технологическими пустотами Кирпич модульный для уменьшения массы выпускают с технологическими пустотами либо пустотелый с круглыми или щелевидными пустотами (рис 52)

Для ручной каменной кладки применяют также штучные камни керамические, бетонные, природные камни правильной формы и бутовый камень Керамические камни изготовляют пустотелыми, пластического прессования размером 250 × 120 × 138 мм с поперечными (7 или 18 шт) и продольными пустотами (рис 53) Камни бетонные сплошные и пустотелые делают из тяжелого и легких бетонов (бетон на пористых заполнителях, ячеистый, крупнопористый, поризованный и силикатный) Природные камни правильной формы выпиливают из массива горной породы или распиливают из блоков-заготовок Для этих изделий применяют твердые горные породы и осадочные породы (мрамор, гранит, извест-

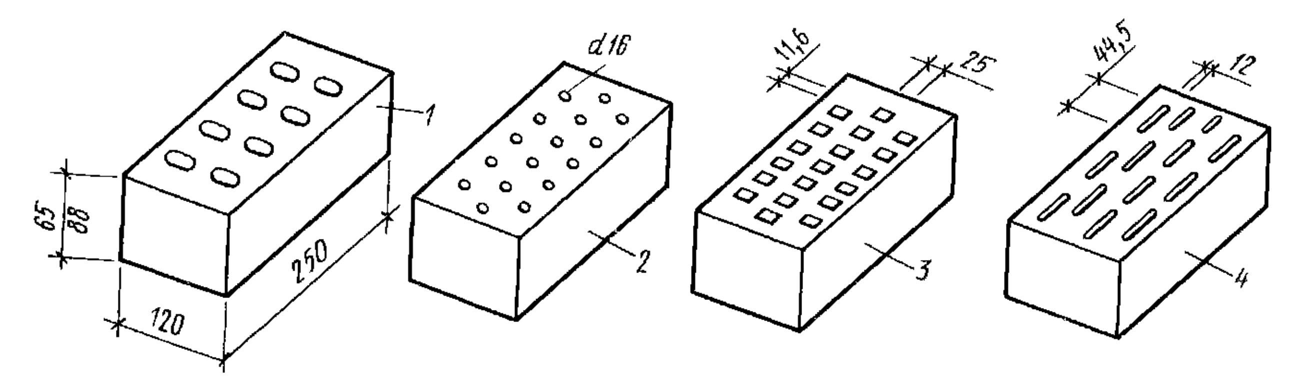


Рис 52 Виды кирпича

1 – кирпич керамический обыкновенный полусухого прессования с несквозными пустотами, *2...4* – кирпич керамический пластического прессования, (*2* – с круглыми пустотами *3*, *4* – со щелевидными пустотами)

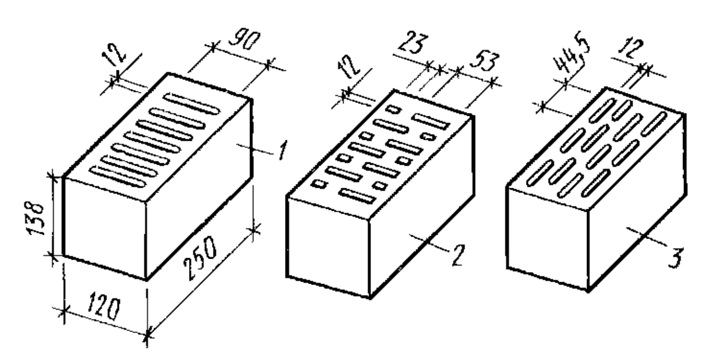


Рис 53 Камни керамические пустотелые

1 *2* – с поперечными пустотами, *3* с продольными пустотами

няк, вулканический туф). Природный бутовый камень (неправильная форма) добывают из осадочных пористых горных пород (плотные известняки, доломит, песчаник). Камни из природных материалов не должны иметь следов выветривания, прослоек глины, расслоений и трещин

2. Прочность и морозостойкость. Прочность каменных материалов определяют по результатам испытаний образцов-эталонов на сжатие Кирпич дополнительно испытывают на изгиб Камень и бетон являются хрупкими материалами, предел прочности на сжатие у них в 10 15 раз выше предела прочности на растяжение В таких материалах основной прочностной характеристикой служит предел прочности на осевое сжатие, по которому и устанавливают марку камня по прочности

Кирпич и камни для каменных и армокаменных конструкций выпускают следующих марок по пределу прочности на осевое сжатие камни малой прочности (легкие бетонные и природные камни) 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, камни средней прочности (кирпич, керамические, бетонные и природные камни) 75, 100, 125, 150, 200, камни высокой прочности (кирпич, природные и бетонные камни) 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000

Для строительных растворов установлены следующие марки по пределу прочности на осевое сжатие – 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200 Растворы с плотностью в сухом состоянии 1500 кг/м^3 и более называют тяжелыми, до 1500 кг/м^3 – легкими

Марку камня по морозостойкости устанавливают испытаниями образцов-эталонов на попеременное замораживание и оттаивание За марку принимают предельное количество циклов, при котором образцы снижают прочность на осевое сжатие не более чем на 20 25 % и не имеют признаков разрушения

Для каменных материалов нормами установлены марки по морозостойкости от Мрз10 до Мрз300

Для армирования каменных конструкций применяют следующие классы арматуры для сетчатого армирования – A-I и Bp-I, для продольной и поперечной арматуры, анкеров, связей – A-I, A-II и Bp-I

3. Виды неармированных каменных кладок. Каменная кладка является качественно новым строительным материалом, потому что по своим физико-механическим свойствам она отличается от исходных материалов, в то же время свойства кладки зависят от свойств и размеров ее компонентов Основное требование, которому должна удовлетворять каменная кладка, – монолитность, обеспечиваемая сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах Применяют разные виды каменной кладки для стен ручную из штучных каменных материалов, включающую сплошную кладку и разные типы облег-

ченной кладки, кладку из каменных изделий заводского изготовления (блоки керамические и крупные блоки из природного камня)

Сплошную кладку выполняют из всех видов керамических камней Для обеспечения монолитности и прочности сплошной кладки соблюдают перевязку вертикальных и горизонтальных швов Широко применяют однорядную (цепную) и многорядную системы перевязки кладки (рис 54, *а*, *б*) Средняя толщина вертикальных швов кладки 10 мм, горизонтальные швы выполняют толщиной 10 12 мм, но не более 15 мм

Сплошную кладку из кирпичей применяют в несущих конструкциях нижних этажей многоэтажных зданий Сплошную кладку из пустотелого кирпича, керамических и легкобетонных камней используют для ограждающих конструкций помещений сухих и с нормальной влажностью, в наружных стенах зданий с мокрым режимом при условии защиты внутренней поверхности стены слоем пароизоляции Сплошные камни из тяжелого бетона применяют для сплошной кладки в цоколях, стенах подвалов, в стенах неотапливаемых зданий Камни из ячеистого бетона применяют в ограждающих конструкциях зданий

В облегченных кладках часть основного материала кладки заменяют теплоизоляционными материалами меньшей прочности; конструкции, выполненные из облегченных кладок, называют многослойными

В практике строительства применяют следующие виды облегченных кладок а)

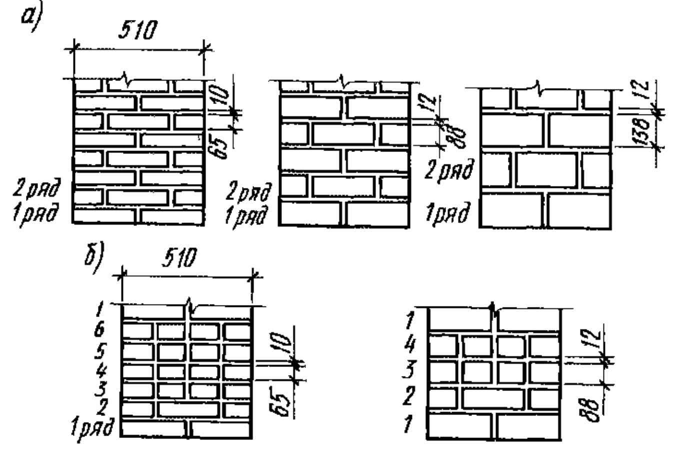


Рис 54 Схемы перевязки кладки стен толщиной в два кирпича.

а – однорядная (цепная), *б* – многорядная

кладка с теплоизоляционными плитами, расположенными у поверхности стен (рис 55, *а*), б) кладка с теплоизоляционными плитами внутри стены и гибкими связями между наружными кирпичными стенками (рис 55, *б*), в) колодцевая кладка с вертикальными поперечными стенками и плитным утеплителем внутри стены (рис. 55, *в*), г) колодцевая кладка с вертикальными поперечными стенами и заполнителем из легкого бетона или минеральной засыпкой (рис 55, *г*), д) кирпично-бетонная кладка с горизонтальными перемычками в тычковых рядах (рис 55, *д*), е) кладка с уширенным швом, заполненным теплоизоляционным материалом (рис 55, *е*)

Перевязку швов в кладке с наружной теплоизоляцией выполняют обычными методами Теплоизоляционные плиты устанавливают на растворе вплотную к кладке или с воздушной прослойкой Монолитность кладки с внутренней теплоизоляцией обеспечивают стальными скобами, площадь сечения которых не менее 0,4 см^2 на 1 м^2 стены Скобы располагают в местах стыков теплоизоляционных плит, но не реже, чем через 600 мм В колодцевой кладке монолитность обеспечивают вертикальными перемычками Вертикальные перемычки выполняют толщиной 0,5 кирпича, на расстоянии по длине стены не более 1,2 м и не более 10*h*, где *h* – толщина более тонкого слоя Горизонтальные перемычки образуют парными тычками, укладываемыми по высоте кладки на расстоянии не более 62 см и не более 5*h* Такие связи называют жесткими, они обеспечивают совместную работу отдельных слоев кладки При заполнении колодцев минеральной засыпкой устраивают армированные диафрагмы через 0,5 м по высоте стены. В кирпично-бетонной кладке монолитность стены достигают укладкой тычковых рядов, заходящих внутрь бетона на $^1/_2$ кирпича (12 см) через каждые 5 рядов кладки по высоте Таким же образом обеспечивают монолитность кладки с уширенным швом

Облегченные кладки используют для ограждающих конструкций помещений с сухим и нормальным влажностными режимами Для помещений с мокрым режимом облегченные кладки не применяют

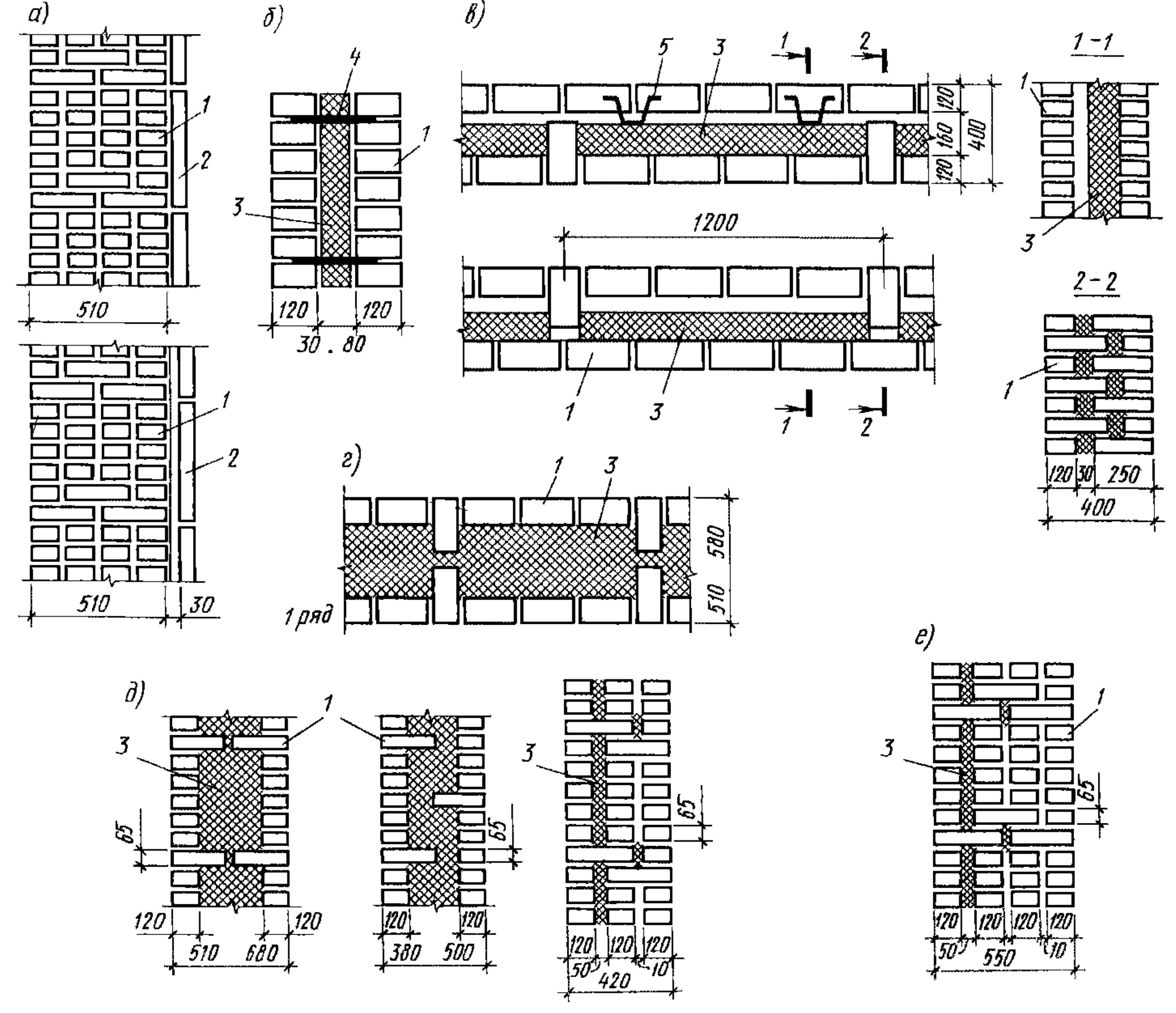


Рис 55 Виды каменной кладки

1 – кирпич *2* – облицовочная плитка, *3* – утеплитель, *4*, *5* – анкеры

Кладку с засыпкой применяют для наружных стен зданий не выше двух этажей Все остальные виды облегченной кладки рекомендуются для несущих стен – до 5 этажей, для самонесущих стен – до 9 этажей, для ненесущих (навесных) стен этажность не ограничена

Ручная кладка из кирпичей и камней обеспечивает прочность каменных конструкций, но является трудоемкой, имеет довольно высокую стоимость и относительно большие сроки возведения конструкций, поэтому в настоящее время в массовом строительстве отдают предпочтение конструкциям стен, возводимым из каменных изделий заводского изготовления (бетонные блоки и панели, блоки из кирпича и керамических камней, крупные блоки природного камня, виброкирпичные и керамические панели)

Кладку стен из крупных бетонных блоков, из блоков природного камня, блоков из керамических кирпичей или камней выполняют с соблюдением правил перевязки вертикальных швов, обеспечивающих взаимную связь стен и совместную работу блоков Крупные бетонные блоки применяют в конструкциях ленточных фундаментов, стен подвалов, цоколей Их изготовляют из бетона цементного В10 и выше, бетона силикатного В15 и выше, марку морозостойкости крупных бетонных блоков принимают не менее Мрз25

Для наружных стен жилых зданий высотой до 5 этажей применяют блоки из бетона В5 и выше, при этом марка раствора для горизонтальных швов должна быть не менее 25, для вертикальных швов – 100 Наружные стены из крупных

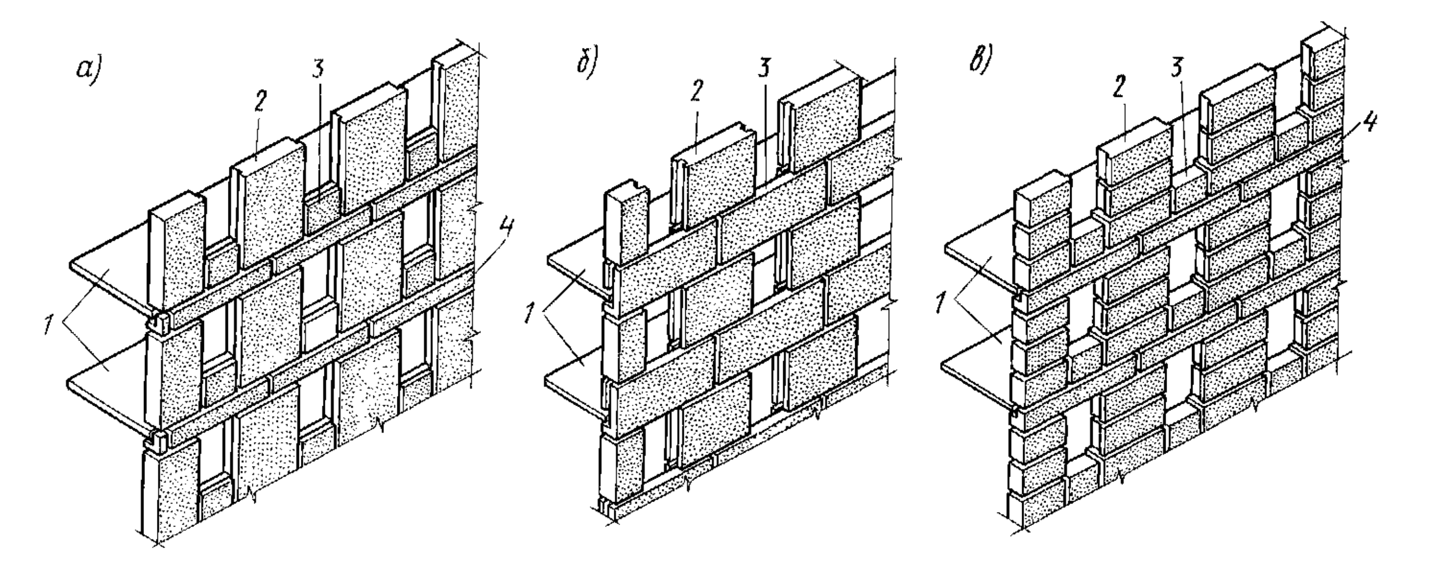


Рис 56 Стены из крупных блоков

а б — двухрядная разрезка, *в* — четырехрядная разрезка, *1* — панели перекрытия, *2* — простеночный блок, *3* — подоконный блок *4* — перемычечный (поясной) блок

блоков выполняют с перевязкой швов по следующим системам разрезки а) двухрядная разрезка поля стены при использовании трех типов блоков простеночного, подоконного и перемычечного (рис 56, *а*), применяют для несущих наружных стен, б) трех- и четырехрядная разрезка при делении простеночного блока по высоте на 2 или на 3 блока (рис 56, *б*), применяют для несущих и самонесущих блочных стен из силикатного бетона, в) двухблочная (ленточная) разрезка при делении на простеночные и поясные блоки (рис 56, *в*), применяют для самонесущих и навесных наружных стен

Поясные и перемычечные блоки скрепляют между собой стальными связями, привариваемыми к закладным деталям блоков Они образуют сплошные поэтажные пояса, обеспечивающие монолитность кладки стен и совместную работу блоков Вертикальные и горизонтальные швы заполняют раствором

Крупные кирпичные блоки применяют для наружных и внутренних стен, для стен подвалов, цоколей и для карнизов, их выполняют из сплошной или облегченной кладки Система разрезки наружных стен из кирпичных блоков аналогична разрезке для бетонных блоков, ее устанавливают в зависимости от высоты этажа, массы блоков и грузоподъемности монтажных и транспортных средств

Кирпичные блоки изготовляют в цехах заводов или на полигонах с применением всех видов керамического кирпича или камней Для заполнения пустот в блоках из облегченной кладки применяют бетоны с плотностью до 1500 кг/м^3, пределом прочности на осевое сжатие не ниже 1,5 МПа Если раствор в кирпичных блоках уплотняют вибрированием, то прочность кладки на осевое сжатие повышается в 2 2,5 раза по сравнению с ручной кладкой Это позволяет увеличить размеры кирпичных блоков до размера панели и вместе с тем уменьшить их толщину до 1,5 1,0 кирпича вместо 1,5 2,5 при ручной кладке

Монолитность кладки из панелей достигают соединением панелей наружных и внутренних стен между собой и наружных стен с элементами перекрытий стальными связями, привариваемыми к закладным деталям в панелях, и заполнением раствором вертикальных и горизонтальных швов

Панели из керамического кирпича и камней подразделяют *по конструкции* — на однослойные и многослойные, *назначению* — на панели наружных и внутренних стен, перегородок, *виду нагрузок* — панели несущие, самонесущие, ненесущие (навесные)

Для изготовления панелей применяют кирпич керамический и силикатный, керамические камни марок 75, 100, 125, 150, 200 и 300 и раствор строительный марок 75, 100, 150, 200 В качестве утеплителя используют жесткие плиты из стеклянной и минеральной ваты на синтетической и битумной связке, блоки и плиты из пористых пластмасс, плиты из фибролита и ячеистых бетонов

Однослойные панели из полнотелого кирпича применяют в кладке наружных стен неотапливаемых помещений, внутренних несущих стен многоэтажных зданий и перегородок промышленных, жилых и общественных зданий (рис 57, *а*) Однослойные панели из пустотелого кирпича, большепустотных и многодырчатых керамических камней используют для кладки наружных стен

Многослойные панели (двухслойные и трехслойные) применяют в основном для навесных и самонесущих наружных стен зданий (рис 57, *б*) В двухслойных стеновых панелях несущий слой в $^1/_2$ кирпича может быть наружным или внутренним Соответственно жесткие плиты утеплителя располагают с внутренней или с наружной стороны панели Монолитность панели достигают растворными

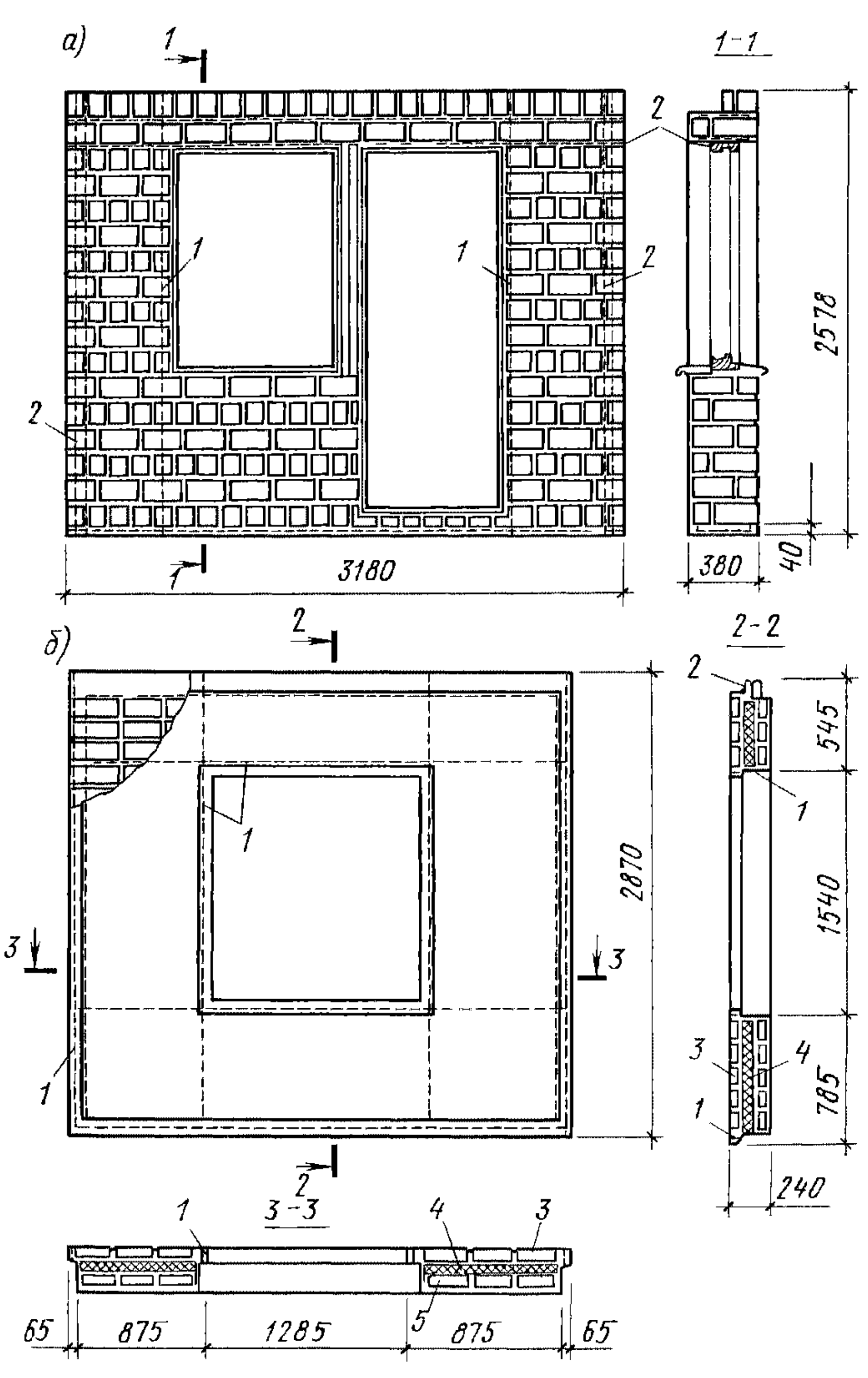


Рис 57 Конструкции виброкирпичных панелей наружных стен

а – однослойная панель толщиной в полтора кирпича, *б* – трехслойная панель, *1* *2* – арматура· *3* *5* – кирпичи, *4* – утеплитель

слоями – внутренним и отделочным Отделочный слой должен иметь толщину не менее 40 мм и армироваться сварными сетками из проволоки $d = 3$ мм с размером ячеек не более 150 × 150 мм В трехслойных панелях утеплитель располагают между двумя рядами кирпичной кладки толщиной в $^1/_4$ или $^1/_2$ кирпича каждый Монолитность панели обеспечивают растворными слоями и армированием сварными каркасами, которые располагают в растворных слоях по наружному периметру панели и по периметру оконных или дверных проемов

Бетонные панели наружных стен также выпускают однослойными, двухслойными и трехслойными Однослойные панели выполняют из легкого бетона, внутреннюю поверхность покрывают известково-цементным раствором, а наружную – отделочными материалами В двухслойных и трехслойных панелях внутренний слой выполняют из плотного бетона, а наружный – из легкого бетона (керамзитобетон, шунгизитобетон, перлитобетон) или ячеистого бетона

При малом шаге поперечных стен (до 3 м) применяют панели размером на комнату (рис 58, *а*), при большом шаге поперечных стен – панели на две комнаты (рис 58, *б*)

Навесные стены выполняют из ленточных навесных панелей, расположенных горизонтально и чередующихся с простеночными панелями (рис 58, *в*) Навесные стены с вертикальным членением выполняют из вертикальных простеночных панелей высотой до двух этажей с подоконными вставками (рис. 58, *г*)

4. Прочностные и деформативные характеристики неармированной кладки. Прочность и деформативность каменной кладки зависят от многих факторов прочности и деформативности камня и раствора; размера и формы камня, подвижности раствора и степени заполнения им вертикальных швов, качества кладки (обеспечения равномерной толщины и плотности горизонтальных швов), сцепления раствора с камнем и др

Каменные материалы являются хрупкими, и на диаграмме «σ – ε» нелинейные деформации проявляются лишь при весьма высоких уровнях напряжений (в области значений предела прочности) Строительные растворы в затвердевшем состоянии являются упругопластическими материалами, дающими при испытаниях на сжатие нелинейную зависимость деформаций от напряжений Каменная кладка, несущая способность которой обеспечивается благодаря совместной работе этих материалов, является нелинейно деформируемым материалом При восприятии кладкой сжимающих усилий поперечные деформации строительных растворов в горизонтальных швах значительно превышают поперечные деформации каменных материалов, поэтому кладка разрушается от растягивающих усилий в камне, возникающих под влиянием поперечных деформаций раствора Увеличение толщины швов ведет к уменьшению прочности кладки Разрушение кладки при сжатии начинается с раскрытия вертикальных швов и появления местных вертикальных трещин в отдельных камнях При дальнейшем повышении нагрузки мелкие вертикальные трещины соединяются по высоте и расчленяют кладку на отдельные столбы После этого небольшое увеличение нагрузки приводит

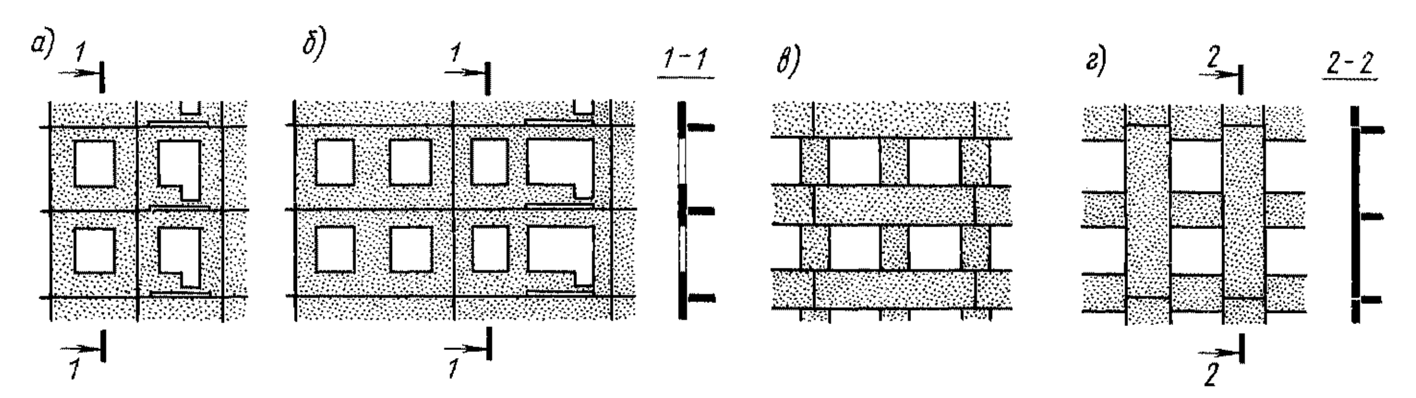


Рис 58 Схемы разрезки фасада здания на панели

а – на комнату с окном, *б* – на две комнаты с окнами *в* – ленточная навесная панель, *г* – простеночные панели на два этажа с подоконными вставками

к потере устойчивости этих столбов и кладка разрушается

Прочностные и деформативные характеристики кладки получают статистической обработкой результатов испытаний большого количества призматических образцов-эталонов, размеры оснований которых 38 × 38 или 51 × 51 см, высота 110 . 120 см

● Основными прочностными характеристиками кладки являются· временное сопротивление сжатию R_u (средний предел прочности); расчетное сопротивление осевому сжатию R, расчетное сопротивление осевому растяжению R_t, расчетное сопротивление растяжению при изгибе $R_{tb}(R_{tw})$; расчетное сопротивление срезу R_{sq}.

● Основные деформативные характеристики кладки модуль упругости кладки (начальный модуль деформаций) E_0, упругая характеристика кладки α, модуль деформации кладки E, коэффициент ползучести кладки γ_{cr}, коэффициент линейного расширения α_t, коэффициент трения μ

Величину R_u (временное сопротивление сжатию) получают непосредственно из результатов испытаний образцов кладки Расчетные сопротивления осевому сжатию кладки

$$R = R_u / k, \tag{103}$$

где k – коэффициент, для кладки из кирпича и камней всех видов, крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичной вибрированной $k = 2{,}0$, из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов $k = 2{,}25$

Расчетные сопротивления осевому сжатию сплошных кладок из различных материалов приведены в прилож 14 и 15

При назначении расчетных сопротивлений кладки сжатию учитывают коэффициенты условий работы· γ_c – для летней кладки и γ_{c1} – для зимней кладки, выполненной способом замораживания (СНиП II-22 – 81, табл 33)

Значения коэффициента γ_c в зависимости от вида конструкции и каменного материала, условия твердения кладки

Столбы и простенки $A \leqslant 0{,}3$ м² . . .0,8
Элементы круглого сечения, выполняемые из нелекального кирпича 0,6
То же, при приложении нагрузки после периода твердения кладки более года . .1,15
Кладка из силикатного кирпича на растворах с добавкой поташа 0,85
Кладка из крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов или из природного камня ($\rho > 1800$ кг/м³) . .1,1
Кладка из блоков и камней из силикатных бетонов класса выше В25 0,9
Кладка из блоков и камней из крупнопористых или ячеистых бетонов вида А 0,8
Кладка из блоков и камней из ячеистых бетонов вида Б 0,7

Для облегченных видов кладок расчетные сопротивления сжатию принимают для отдельных слоев кладки в соответствии с материалами, используемыми в этих слоях

Расчетные сопротивления кладок осевому растяжению R_t растяжению при изгибе $R_{tb}(R_{tw})$, срезу R_{sq} зависят от вида сечения, по которому происходит разрушение кладки При этом возможны два случая разрушения кладки 1) разрушение по неперевязанным сечениям, которыми являются горизонтальные швы кладки (рис 59, *б*), 2) разрушение по перевязанным сечениям, которыми являются вертикальные швы кладки, в этих случаях сечение имеет ступенчатую форму (рис. 59, *а*).·Значения расчетных сопротивлений кладки R_t, $R_{tb}(R_{tw})$, R_{sq} для неперевязанных сечений, проходящих по горизонтальным швам, и для перевязанных сечений, проходящих по вертикальным швам кладки, приведены СНиП II-22 – 81, табл 10

Для сплошной кладки из кирпича или камней правильной формы работу на растяжение и срез допускают только по перевязанному сечению В том случае, ес-

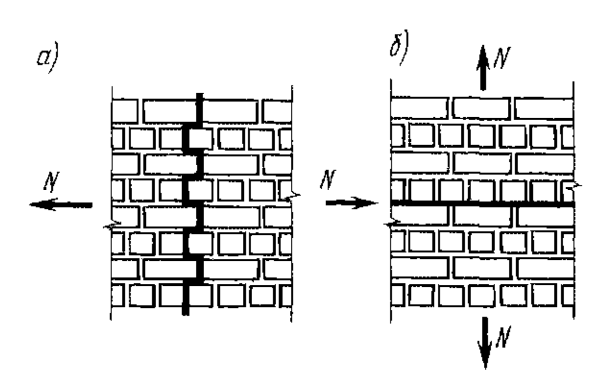


Рис 59 Разрушение кладки при растяжении
а – по перевязочному сечению *б* – по неперевязочному сечению

ли разрушение кладки, работающей на растяжение, на изгиб или срез, происходит по перевязанным сечениям, проходящим по кирпичу или камню, значения расчетных сопротивлений R_t, $R_{tb}(R_{tw})$, R_{sq} принимают по прилож 15 в зависимости от марки кирпича или камня

Основные деформативные характеристики кладки определяют по диаграмме «σ – ε», получаемой при испытаниях образцов кладки на кратковременное осевое сжатие Зависимость «σ – ε» для каменной кладки является нелинейной, обобщенный график ее приведен на рис 60 Модуль упругости E_0 кладки при кратковременном нагружении принимают равным тангенсу угла наклона касательной к кривой (σ – ε), проходящей через начало координат, т е $E_0 = \operatorname{tg}\varphi_0$, он пропорционален также временному сопротивлению осевому сжатию

$$E_0 = \alpha R_u, \qquad (104)$$

где α – упругая характеристика кладки, для основных видов кладки см прилож 16, R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) осевому сжатию кладки

При расчете каменных конструкций на действие постоянной и длительной нагрузки с учетом ползучести, модуль упругости кладки уменьшают делением на коэффициент ползучести ν, который принимают 2,2 – для кладки из керамического кирпича пластического и полусухого прессования, 1,8 – для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня 138 мм), 2,8 – для кладки и крупных блоков

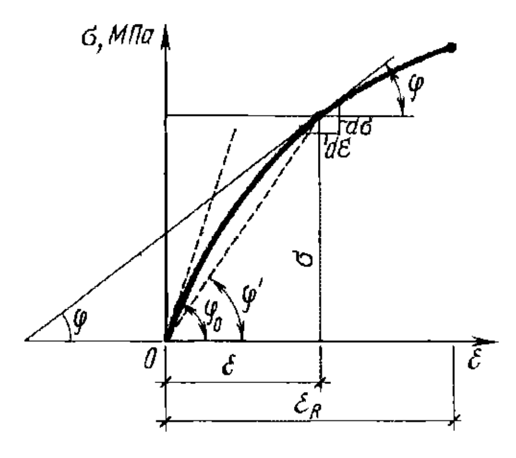


Рис 60 Обобщенный график деформаций каменной кладки при сжатии

или камней, изготовленных из тяжелого бетона, 3,0 – для кладки из силикатного кирпича и камней сплошных и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях, поризованного или силикатного

Модуль деформаций кладки E принимают равным тангенсу угла наклона касательной к кривой «σ – ε» в точке с заданным уровнем напряжений $E = \operatorname{tg}\varphi$ (см рис 60)

Модуль деформаций применяют в расчетах по I и II группам предельных состояний каменных конструкций, работающих в сооружениях совместно с элементами конструкций из других материалов (бетон, металл), при этом

$$E = 0{,}5E_0 \qquad (105)$$

При определении деформаций кладки в статически неопределимых рамных системах, жесткости каменных конструкций или периода их колебаний $E = 0{,}8E_0$

Модули упругости и деформаций кладки из природных камней принимают по результатам экспериментальных исследований

Относительная деформация кладки с учетом ползучести

$$\varepsilon = \nu\sigma / E_0, \qquad (106)$$

где ν – коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки, σ – напряжение в кладке при длительном загружении

5. Прочностные и деформативные характеристики армированной каменной кладки. Для армокаменных кладок применяют следующие материалы а) кирпич всех видов – не ниже марки 75, керамические, природные и искусственные камни – не ниже марки 35, б) строительные растворы – не ниже марки 50, в) для сетчатого армирования применяют арматуру классов А-I, Вр-I, г) для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей – арматуру классов А-I, А-II и Вр-I, д) для сетчатого армирования высота ряда кладки не должна превышать 150 мм

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры R_{sn} и R_s (см прилож 12) в зависимости от вида армирования умножают на коэффициенты условий работы γ_{cs}, приведенные в прилож 24

● Основными прочностными характеристиками армированной кладки являются

временное сопротивление (средний предел прочности) армированной кладки сжатию R_{sku}, расчетное сопротивление армированной кладки при осевом R_{sk} сжатии, расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии R_{skb}

Временное сопротивление сжатию кладки с сетчатым армированием

$$R_{sku} = kR + 2R_{sn}\mu / 100, \quad (107)$$

а с продольным армированием

$$R_{sku} = kR + R_{sn}\mu / 100, \quad (108)$$

где μ – процент армирования кладки

Процент армирования сетчатой кладки определяют из отношения объема арматуры сетки V_s к соответствующему объему кладки V_k

$$\mu = (V_s / V_k)\ 100 = (2A_{st} / cs)\, 100, \quad (109)$$

где $V_s = 2A_{st}$ – удвоенная площадь сечения стержней сетки с квадратными ячейками и одинаковым диаметром арматуры в обоих направлениях, $V_k = cs$ – произведение размера ячеек c на расстояние между сетками по высоте кладки s

Процент армирования кладки с продольной арматурой определяют из отношения площадей сечения арматуры A_s и кладки A_k в сечении

$$\mu = (A_s / A_k)\, 100$$

Процент армирования кладки с сетчатым армированием при внецентренном сжатии принимают в пределах

$$0{,}1\,\% < \mu \leqslant \frac{50R}{(1 - 2e_0 / y)\, R_s}$$

Процент поперечного армирования кладки при центральном сжатии принимают в пределах

$$0{,}1\,\% < \mu \leqslant 50R / R_s$$

Расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при центральном сжатии

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leqslant 2R \quad (110)$$

Расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии и марке раствора 50 и выше

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leqslant 2R \quad (111)$$

Расчетные характеристики кладки с сетчатым армированием R_{sk} и R_{skb} не должны превышать удвоенного расчетного сопротивления соответствующей неармированной кладки ($2R$) из условия эффективности поперечного армирования

● Основными деформативными характеристиками армированной кладки являются модуль упругости (начальный модуль деформаций E_0) и упругая характеристика α_{sk} Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимают аналогично неармированной кладке

$$E_0 = \alpha_{sk} R_u; \quad (112)$$

модуль упругости для кладки с продольным армированием

$$E_0 = \alpha R_{sku}, \quad (113)$$

где α_{sk} – упругая характеристика кладки с сетчатым армированием,

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku}, \quad (114)$$

α – упругая характеристика для неармированной кладки (см прилож 16), R_u и R_{sku} – временные сопротивления сжатию соответственно неармированной и армированной кладок

6. Применение. При проектировании каменных и армокаменных конструкций новых, расширяемых и реконструируемых зданий и сооружений необходимо учитывать специальные требования по применению определенных видов каменных материалов и изделий для конкретных условий

Для кладки наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом рекомендуется применять следующие штучные каменные материалы· кирпич, пустотелые керамические и бетонные камни, сплошные камни и блоки из бетонов на пористых заполнителях, поризованных и ячеистых бетонов Кирпич и камни марок 150 и более применяют в зданиях высотой более пяти этажей

Каменные изделия для наружных стен рекомендуется применять в виде панелей и крупных блоков Для наружных стен используют местные природные ка-

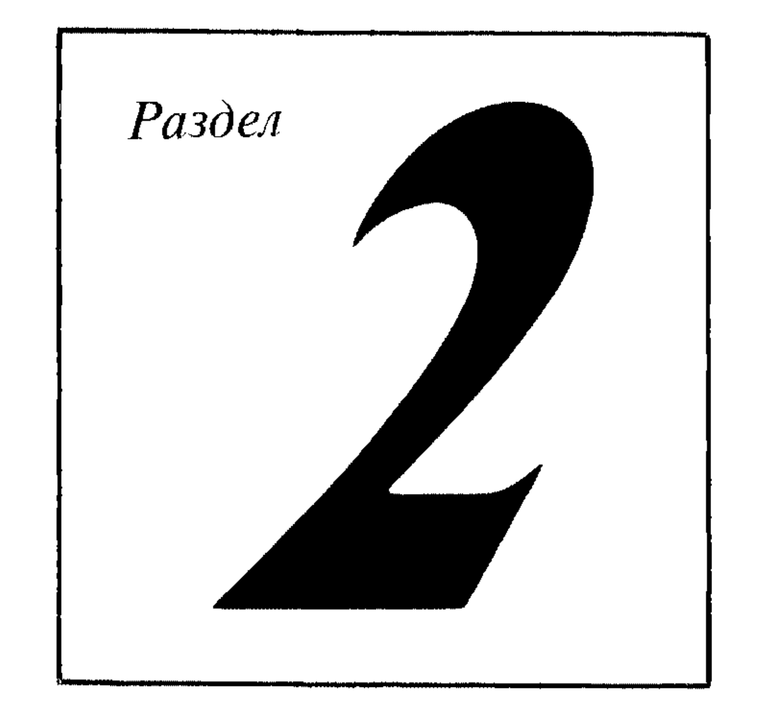
менные материалы Для помещений с влажным режимом допускается применение силикатного кирпича, камней и блоков из ячеистых бетонов, пустотелого кирпича и керамических камней, керамического кирпича полусухого прессования при условии нанесения на внутренние поверхности стен пароизоляционного покрытия Применение указанных материалов для стен помещений с мокрым режимом, а также для наружных стен подвалов и цоколей не допускается

При назначении марок каменных материалов по морозостойкости следует учитывать влажностный режим помещений, вид конструкции, а также срок ее службы Для зданий, возводимых в средних климатических условиях СССР, установлены марки каменных материалов по морозостойкости в зависимости от степени надежности конструкций, определяемой по расчетному сроку ее службы. Установлены три степени надежности конструкций· I – со сроком службы не менее 100 лет, II – то же, не менее 50 лет, III – то же, не менее 20 лет Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину) приведены в табл 10

Таблица 10 **Проектные марки каменных материалов**

Вид конструкций	Значения Мрз для предполагаемого срока службы конструкций лет		
	100	50	20
Наружные стены или облицовка в зданиях с режимом помещений			
сухим и нормальным	25	15	15
влажным	35	25	15
мокрым	50	35	25
Фундаменты и подземные части стен:			
из кирпича пластического прессования	35	25	15
из природного камня	25	15	15

Для районов с расчетной зимней температурой выше – 10 °С требования морозостойкости не предъявляются Для районов с неблагоприятными климатическими условиями проектные марки по морозостойкости повышают на одну ступень, а для районов с благоприятными климатическими условиями допускается снижать их на одну ступень, но не ниже Мрз10



Конструктивные элементы

Глава 3

Основы конструирования

§ 16. Понятие о конструировании

1. Общие сведения. Под проектированием несущих железобетонных конструкций понимают их статический (или динамический) расчет, расчет сечений отдельных элементов конструкций и конструирование

Статический расчет заключается в составлении расчетных схем, наиболее близко отвечающих действительной работе конструкций, установлении внешних нагрузок, действующих на них в стадии эксплуатации, и определении внутренних усилий (изгибающих моментов M, поперечных Q и продольных N сил) в характерных сечениях проектируемой конструкции Нагрузки и воздействия на конструкции устанавливают в соответствии со СНиП 2 01 07–85 Внутренние усилия в элементах конструкций определяют методами строительной механики или методами предельного равновесия от каждой внешней нагрузки отдельно, а затем суммируют их так, чтобы получить невыгодное значение усилий

Под расчетом сечений элементов конструкций понимают определение рациональной формы и размеров их нормальных сечений, оптимальных класса бетона, класса и площади поперечного сечения рабочей арматуры и схемы ее размещения с учетом необходимой трещиностойкости и жесткости элементов или проверку прочности, трещиностойкости и жесткости элементов Расчет сечений производят методами теории железобетона

Под конструированием понимают выбор конструктивных решений зданий в целом и рациональной схемы размещения в их элементах рабочей и монтажной арматуры, разработку и вычерчивание рабочих опалубочных и арматурных чертежей, узлов и элементов конструкций Конструирование элементов и конструкций в целом выполняют на основе данных расчета сечений с учетом требований норм, гарантирующих их несущую способность. трещиностойкость и жесткость не только на расчетные усилия на всех стадиях возведения и эксплуатации, но и на усилия и воздействия, не учитываемые расчетом (температура, усадка) Рациональность запроектированных конструкций оценивают степенью соответствия их техническим и эксплуатационным требованиям, а также экономическим показателям

● Выбор конструктивных решений железобетонных конструкций производят из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемых путем применения эффективных строительных материалов и конструкций, снижения массы конструкций, наиболее полного использования

прочностных и деформативных характеристик материалов, экономного расходования основных строительных материалов и использования местных строительных материалов

● Конструирование элементов осуществляют с максимально возможной экономией цемента, арматуры и материалов на опалубку, наименьшей трудоемкостью изготовления, транспортирования и монтажа, максимальной типизацией и стандартизацией опалубки, арматуры и элементов в целом, необходимой долговечностью, простотой, надежностью и экономичностью эксплуатации. Эти показатели в основном обусловливают конкурентоспособность железобетонных конструкций по сравнению с эффективными металлическими конструкциями При конструировании учитывают принятые в расчете условия опирания, неразрезность конструкции, характер и расположение нагрузок и необходимость обеспечения прочности, устойчивости, пространственной жесткости элементов в стадиях изготовления, хранения, транспортирования, монтажа и эксплуатации

2. Структура стоимости. Примерная структура стоимости элементов сборных железобетонных конструкций на специализированных заводах такова (%) материалы – около 55, топливо, электроэнергия – 3, заработная плата – 10, цеховые и общезаводские расходы – 29, прочие расходы – 3, или приготовление бетона – 43, приготовление арматуры – 27, изготовление изделия – 30

Следовательно, затраты на материалы составляют более половины полной стоимости сборных железобетонных изделий, причем доля этих затрат увеличивается с повышением уровня механизации производства Поэтому нормы не допускают не только снижения прочности элементов по сравнению с расчетной прочностью, но и ее повышения, так как это ведет к перерасходу материалов (Допускается перерасход материалов до 5% от теоретического расхода.)

Структура затрат на изготовление монолитных железобетонных конструкций несколько иная, так как изготовляют их непосредственно на месте Сопоставление стоимости сборных и монолитных железобетонных конструкций подтверждает экономичность первых только при условии их массового изготовления на высокомеханизированных заводах

3. Основные источники снижения стоимости. Главнейшими источниками снижения стоимости конструкций является экономия материалов Излишний расход бетона и стали может быть вызван прежде всего неправильным выбором пролетов, материалов, конструктивных форм, сечений элементов, а также невыполнением требований норм проектирования

Для массовых (плиты перекрытий), большепролетных и тяжелонагруженных изгибаемых элементов наиболее целесообразными являются пустотелые, двутавровые и коробчатые формы поперечного сечения Экономии материалов способствует применение бетонов с меньшей плотностью и местных заполнителей бетонов Чем выше марка бетона, тем больше его стоимость Однако рост стоимости бетона значительно отстает от роста прочности Поэтому во многих случаях целесообразно повышать класс бетона, но применение очень высоких классов (B50, B60) оправдано лишь для тонкостенных (немассивных) элементов, работающих в основном на осевое сжатие

Повышение класса бетона дает экономический эффект лишь в том случае, когда процент экономии бетона выше, чем процент увеличения стоимости 1 $м^3$ бетонной смеси При этом общее снижение стоимости конструкции будет меньше, чем экономия в затратах на бетон, так как последние составляют около 25% приведенных затрат

Для монолитных конструкций применяют в основном бетоны классов B12,5 B25, для сборных – B25 B35, а для тонкостенных (легких) сборных и многих предварительно напряженных – высокопрочные бетоны B50 и B60

Общий расход стали на конструкцию складывается из расхода стали на рабочую арматуру 30 65%, в которой расчетное сопротивление используется на 70 90%, на конструктивную арматуру 60 20% и на закладные детали, крепления и анкерные устройства 10 15%, в которых обычно в незначительной степени используется расчетное сопротивление стали Экономия стали на рабочую арматуру возрастает с увеличением проч-

ности арматуры и будет наибольшей при использовании высокопрочной арматуры (стержневой, проволочной и канатной) Существенное снижение расхода стали заключается в дальнейшем совершенствовании конструктивной арматуры, закладных деталей, анкерных устройств, которые принимают часто без расчета и со значительными запасами

Около половины стоимости сборных железобетонных конструкций приходится на заработную плату и накладные расходы, что является крупным резервом специализированных заводов и домостроительных комбинатов по снижению стоимости сборного железобетона Затраты на изготовление конструкций уменьшаются с повышением индустриализации производственных процессов

4. Элементы цельные и составные. Цельные железобетонные элементы конструкций (колонны, фундаменты, балки, арки, фермы, сваи) обычно оказываются значительно экономичнее составных, собираемых из более транспортабельных блоков Это обусловлено меньшей трудоемкостью изготовления цельных конструктивных элементов, большей их жесткостью, отсутствием металлоемких монтажных стыков и более высоким качеством, так как цельные элементы полностью изготовляют на заводе

Большепролетные элементы конструкций (длина 30 м и более) иногда оказывается выгодным собирать на месте монтажа из отдельных сборных блоков, размеры и масса которых соответствуют имеющимся в наличии транспортным средствам В составных конструкциях плоскость стыков сборных блоков располагают строго перпендикулярно направлению действующего усилия В предварительно напряженных конструкциях длину заготовки напрягаемой арматуры принимают по возможности равной длине составной конструкции

При проектировании элементов сборных перекрытий предусматривают устройство швов между ними, заполняемых бетоном, и приспособления для захвата элементов при подъеме инвентарные монтажные отверстия со стальными втулками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней Толщину швов назначают из условия обеспечения качественного их заполнения не менее 20 мм – для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм – для элементов большей высоты

5. Членение конструкций на сборные элементы. ● Основные требования к членению (разрезке) конструкций на сборные элементы сводятся к следующему 1) технологичность при изготовлении элементов и транспортабельность для заданных конкретных условий, 2) максимально возможные размеры элементов, исходя из их массы, равной примерно минимальной грузоподъемности заданных машин в стадии изготовления, транспортирования и монтажа в целях наиболее экономичной эксплуатации машин, 3) наименьший ущерб неразрезности (монолитности) конструкций после замоноличивания стыков сборных элементов, 4) простота монтажа сборных элементов, 5) наименьшие объем монтажной сварки и трудоемкость замоноличивания стыков

Укрупнение размеров элементов упрощает технологию их изготовления, уменьшает количество трудоемких и дорогостоящих стыковых сопряжений, ускоряет и упрощает монтаж, в результате чего повышается индустриализация, снижается стоимость и повышается качество строительства Для многоэтажных зданий за основу членения конструкций принимают массу 3 5 т При этом руководствуются каталогами типовых сборных железобетонных элементов Примером членения может служить каркас многоэтажного здания Его образуют из вертикальных и горизонтальных элементов колонн и ригелей (рис 61)

6. Технологичность сборных элементов. При проектировании элементов сборных, сборно-монолитных и монолитных конструкций в каждом конкретном случае нужно исходить из технологичности габаритов элементов, форм их сечения и армирования

Под технологичными понимают элементы, если их габариты, формы сечения и армирование обеспечивают высококачественное и минимально трудоемкое массовое изготовление сборных – на специализированных (изготовление одного или двух типовых элементов) и высокомеханизированных или полностью автоматизированных заводах сборного же-

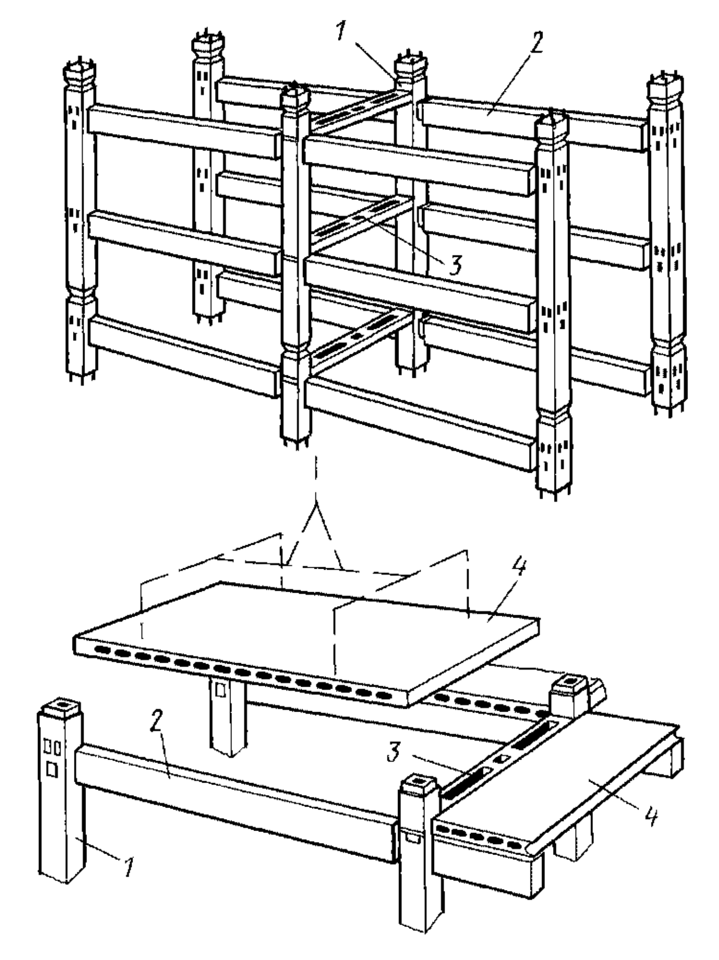


Рис 61 Членение конструкций на сборные элементы

1 — колонна *2* — ригель *3* — вкладыш *4* — панель перекрытия

лезобетона, монолитных — на строительных площадках с широким использованием передовых методов производства опалубочных, арматурных и бетонных работ

Для промышленности сборного железобетона технологичность конструкций играет не менее важную роль, чем, например, для машиностроения, потому что на заводах сборного железобетона широко применяют механизированное предварительное напряжение арматуры и формование элементов (вибропрокат, виброштампование, вибропрессование)

Периодически типовые элементы заменяют новыми, конструктивные решения которых оказываются более совершенными Это, в свою очередь, требует разработки новой технологии изготовления элементов Поэтому технология изготовления элементов и их конструктивные решения взаимосвязаны Элементы должны быть технологичными не только по изготовлению, но и по монтажу, т е их монтаж должен быть простым, удобным, быстрым и не требующим больших затрат труда

При конструировании следует добиваться возможно более простого очертания изделий, не допуская необоснованных усложнений, утяжеляющих и удорожающих стальную или железобетонную бортоснастку Исходя из этого, несколько увеличивают толщину стенки тавровых или двутавровых балок или толщину полки ребристых плит взамен установки соответственно вертикальных и поперечных ребер Во избежание появления в элементах с напрягаемой арматурой технологических трещин и создания наиболее благоприятных условий для их распалубливания необходимо предусматривать при их конструировании контакт изделия с формой, не препятствующий укорочению зон бетона, обжимаемых арматурой в момент отпуска натяжных устройств Ведущие проектные организации издают подробные каталоги действующих типовых сборных железобетонных элементов По мере накопления опыта строительства и развития строительной науки и техники типовые элементы совершенствуют и каталоги периодически переиздают

7. Типизация сборных элементов. **Под типовым понимают наиболее рациональный (экономичный, нетрудоемкий, надежный и долговечный), проиеренный на практике и предназначенный для массового заводского изготовления элемент** Для типовых элементов устанавливают определенную (типовую) градацию геометрических размеров и насыщения арматурой, чтобы обеспечить экономичное их применение при разных пролетах и нагрузках Принцип типизации сборных элементов строительных конструкций — число элементов наименьшее, а применение элементов — массовое (для разных конструктивных схем)

При типизации колонн, панелей перекрытий (покрытий) и других элементов размеры их нормального сечения по возможности сохраняют постоянными, а сечение рабочей арматуры изменяют в зависимости от высоты колонн, пролетов панелей и нагрузок В балках перекрытий (покрытий) меняют размеры их нормального сечения и сечение рабочей арматуры, так как пролеты балок и нагрузок,

действующие на них, изменяются в широком диапазоне

В целях лучшей взаимной увязки нормы предусматривают три категории размеров типовых элементов конструкций номинальные, конструктивные и натурные Под *номинальными размерами* понимают расстояния между разбивочными осями здания в плане Например, панель покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину $l_n = 6000$ мм Под *конструктивными* понимают *размеры*, отличающиеся от номинальных на величину швов и зазоров Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер $l_c = 5970$ мм, т. е зазор составляет 30 мм (рис 62) Такой зазор для плит с высотой сечения более 250 мм является минимальным Его величина в общем случае зависит от условий и методов монтажа Зазор должен допускать удобную сборку элементов и заливку швов раствором Конструктивные размеры элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков Под *натурными* понимают фактические *размеры*, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3 ..10 мм)

Предварительные форму и минимальные размеры сечения элементов назначают по опыту проектирования, на основе рабочих чертежей элементов аналогичных типовых конструкций с учетом экономических требований, наименьшей

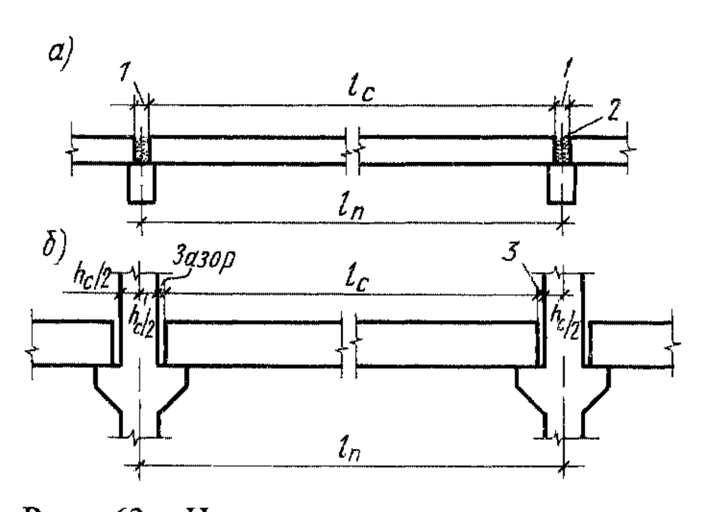


Рис 62 Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов

а – плит, *б* – ригелей *1* – зазор ⩾ 30 мм, *2* – заливка раствором, *3* – зазор ⩾ 15 мм

трудоемкости изготовления, необходимости унификации опалубки и армирования, а также конкретных условий технологии изготовления, хранения, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкций Минимальные размеры сечения элементов принимают такими, чтобы соблюдались требования по расположению арматуры в сечении (толщина защитного слоя, минимальное расстояние между стержнями) и ее надежной анкеровки в бетоне

8. Обеспечение прочности элементов при подъеме, хранении, транспортировании и монтаже. При подъеме, хранении, транспортировании и монтаже расчетные схемы сборных элементов на действие нагрузки от собственного веса могут значительно отличаться от расчетной схемы в стадии эксплуатации элементов Неучет различия в расчетных схемах может привести к разрушению элементов Расчетные схемы элементов в стадиях изготовления, хранения, транспортирования и монтажа следует назначать такими, чтобы усилия, действующие в этих стадиях, не вызывали развития сколько-нибудь существенных деструктивных процессов и не превышали прочности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений элементов в стадии эксплуатации Для этого места расположения монтажных петель, строповочных отверстий, разнообразных прокладок (опор) при хранении и транспортировании устанавливают расчетом по прочности, по образованию трещин и указывают в рабочих чертежах, нагрузку от собственного веса элемента принимают с коэффициентом динамичности 1,6 – при транспортировании, 1,4 – при подъеме и монтаже, при этом коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса принимают $\gamma_f = 1$ Коэффициентом динамичности учитывают силы инерции, возникающие при неравномерном перемещении конструкций К числу наиболее характерных примеров отличия расчетной схемы в стадии эксплуатации от расчетной схемы в стадии подъема, транспортирования, хранения или монтажа являются разнообразные колонны, несущая способность и жесткость которых из плоскости изгиба (рис 63, *а*) значительно меньше, чем в плоскости изгиба (в стадии экс-

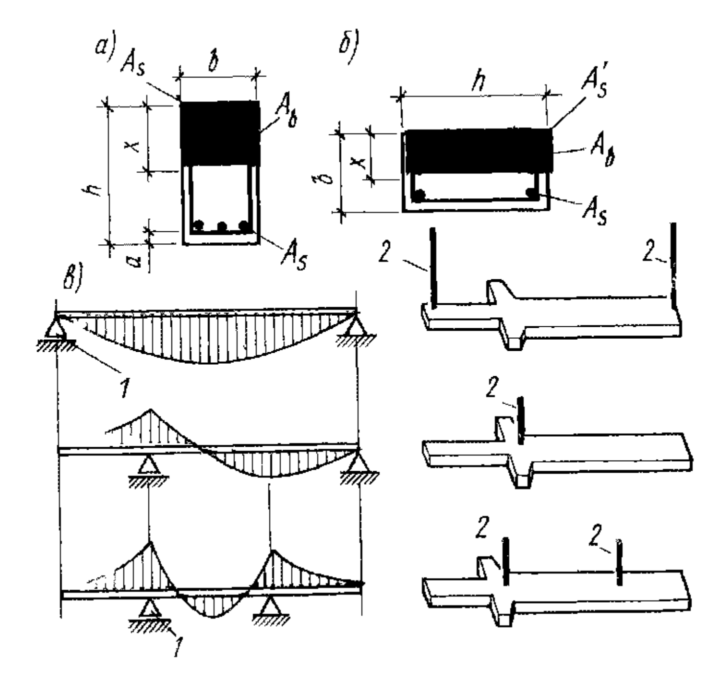


Рис 63 Расчетные схемы колонн при подъеме
а – расчетное сечение колонны в плоскости изгиба; б – то же, из плоскости изгиба в – расчетные схемы при подъеме, 1 – монтажные петли, 2 – стропы

плуатации, рис 63, б) Элементы с сечениями значительной высоты и относительно малой ширины (высокие балки, фермы, стеновые панели) хранят, транспортируют и монтируют в рабочем положении, так как обеспечить их прочность в этих стадиях работы в горизонтальном положении весьма затруднительно

При проектировании предусматривают конструктивные меры, обеспечивающие устойчивость отдельных элементов и всего здания в процессе монтажа, и другие требования охраны труда При проверке прочности и устойчивости конструкций в процессе монтажа значения коэффициентов надежности по нагрузке для всех нагрузок, кроме собственного веса конструкций, снижают на 20% В сборных конструкциях особое внимание обращают на прочность и жесткость стыковых соединений На чертежах сборных элементов необходимо указывать кубиковую прочность бетона, при которой допускается транспортирование и монтаж элементов.

9. Основные указания, приводимые в пояснительной записке. Пояснительная записка к проекту конструкции в целом или к группе рабочих чертежей на арматуру содержит 1) наименьшие размеры опорных участков, степень (качество) их отделки и способы опирания, порядок и степень обжатия бетона поперечной арматурой с целью отдаления момента трещинообразования в торцовых участках элементов; 2) порядок и последовательность монтажа элементов конструкций, а также мероприятия, обеспечивающие их прочность и устойчивость при монтаже и общую устойчивость здания на всех стадиях возведения и эксплуатации; места для захвата элементов при подъеме и монтаже, места и способы опирания элементов при хранении и транспортировании, 3) недопустимость передачи постоянной или временнóй нагрузки непосредственно на арматуру (подвеска опалубки, вспомогательного оборудования), если эта нагрузка не учтена в расчете, номера ГОСТов и ТУ на арматуру, 4) мероприятия по антикоррозионной защите арматуры, бетона, стальных закладных деталей и связей и по защите их от воздействия высоких температур, если таковые необходимы, 5) вид сварки арматурных стержней и номер технических условий на сварку, способ изготовления пространственного каркаса (при его наличии) и порядок его сборки, способ и места обрезки напрягаемой арматуры изготовленной конструкции, 6) вид прокатных элементов закладных деталей и марка стали, способ сварки элементов проката с анкерными стержнями и номер ТУ на сварку, способы крепления закладных деталей к арматурному каркасу или к форме, 7) величину передаточной R_{bp}, отпускной прочности бетона и другие требования, влияющие на качество железобетонных конструкций, 8) особо отмечается недопустимость мгновенного отпуска арматуры, при повторном натяжении арматуры указывают величину усилия повторного натяжения и время выдержки между первым и повторным натяжением

10. Основные указания, приводимые на рабочих чертежах к арматуре. На этих рабочих чертежах указывают 1) класс бетона по прочности на сжатие, а в необходимых случаях марку бетона по морозостойкости и водонепроницаемости, передаточную прочность R_{bp} и отпускную прочность бетона элементов заводского изготовления, классы по прочности на сжатие бетона (раствора), используемые для образования защитных слоев напрягаемой арматуры, прочность цементного или цементно-песчаного раствора, приме-

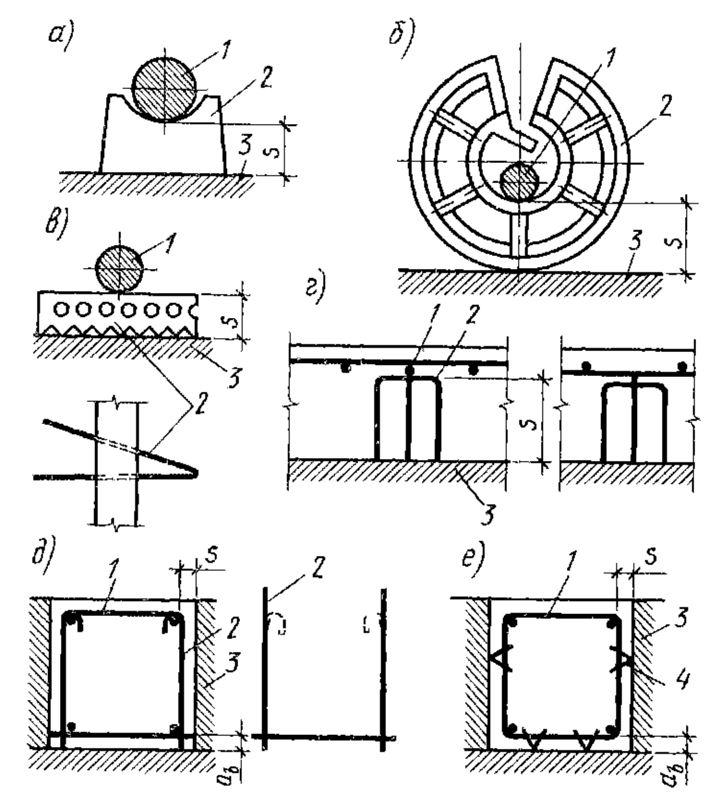


Рис 64 Примеры фиксации арматуры

а – фиксаторы с большой поверхностью контакта с формой (цементно-песчаные), *б* – фиксаторы с минимальной поверхностью контакта с формой (пластмассовые, асбестоцементные), *в* – фиксаторы из алюминиевой полосы, *г, д е* – фиксаторы из арматурной стали, *1* – фиксируемая арматура, *2* – фиксатор, *3* – поверхность формы (опалубка); *4* – упоры, привариваемые к арматуре, a_b – толщина защитного слоя фиксируемой арматуры

ненного для заполнения каналов; 2) плотность легкого бетона, плотность и влажность ячеистого бетона, 3) класс арматурной стали (напрягаемой и ненапрягаемой), 4) детали и устройства (рис 64 и 65), обеспечивающие проектное положение арматуры, толщину защитного слоя и расстояние между стержнями арматуры в основных сечениях элемента, марки сталей для конструкций, работающих на выносливость или при низкой температуре, способы и места анкеровки и соединения напрягаемой арматуры, 5) радиусы закругления напрягаемой арматуры, места перехода от одной кривизны к другой, конструкцию и места расположения вспомогательных устройств, уменьшающих трение арматуры о стенки каналов и предохраняющих бетон от местного смятия, 6) места расположения отводов (тройников) для нагнетания цементного раствора, последовательность заполнения каналов, а также требования о необходимости заполнения каналов и устройств защитного слоя бетона сразу же после окончания натяжения всей арматуры, расположенной в каналах, выемках или на поверхности конструкции, это обусловлено необходимостью предотвращения коррозии арматуры, которая может особенно быстро развиваться на арматуре, находящейся под напряжением, а также расположенной в замкнутых каналах, 7) схему очередности навивки непрерывной арматуры и места крепления ее концов, последовательность натяжения стержней, каналов и пусков, величину усилия натяжения (напряжения) и порядок отпуска натяжных устройств, указания о выполнении выемок или гнезд, штырей и закладных деталей, удаляемых из бетона, 8) расчетные схемы и нагрузки в стадии эксплуатации, транспортирования и монтажа; 9) риски для удобства зрительного и геодезического контроля при монтаже

Для элементов, образцы которых, согласно требованиям ГОСТа, испытывают до разрушения, указывают кроме схемы испытания величины контрольных нагрузок, соответствующих образованию трещин в бетоне

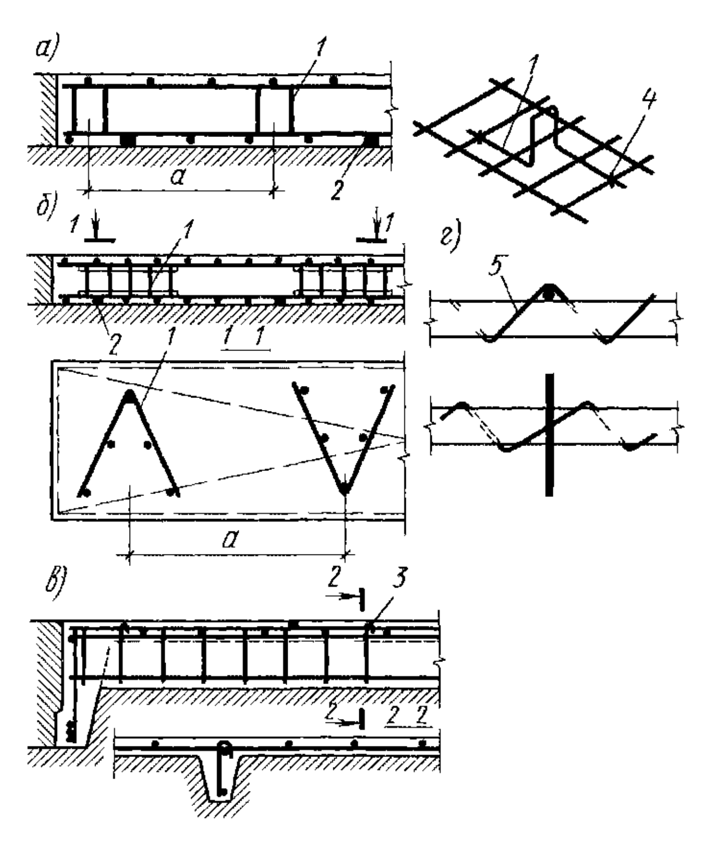


Рис 65. Примеры фиксации арматурных сеток и пересекающихся стержней

а, б и *в* – фиксация верхних арматурных сеток *г* – фиксация пересекающихся стержней· *1* – разделитель из арматурной стали, *2* – фиксатор-подкладка, *3* – удлиненные поперечные стержни каркаса загибаемые вокруг стержней сетки, *4* – скрутка *5* – пружинный фиксатор

§ 17. Конструктивные требования к армированию элементов

1. Минимальные диаметр арматуры и процент армирования. Выше указывалось, что в целях возрастания удельной поверхности сцепления арматуры с бетоном U_s/A_s целесообразно принимать диаметр рабочей арматуры по возможности минимальным По мере уменьшения диаметра арматуры возрастают стоимость ее натяжения и трудоемкость армирования Для заданных конкретных условий оптимальный диаметр продольной рабочей арматуры назначают на основе технико-экономических расчетов Для сжатых элементов монолитных конструкций диаметр продольных стержней принимают не менее 12 мм, а для сборных элементов – не менее 16 мм

Для эффективности армирования бетона необходимо, чтобы прочностные и деформативные характеристики арматуры как можно полнее восполняли недостатки бетона как конструктивного строительного материала (табл 11) и способствовали приобретению железобетоном новых ценных качеств, не присущих исходным материалам

Исходя из этого, нормы устанавливают большой диапазон между минимальным (0,05 %) и максимальным (3 %) процентами армирования, оказывающими значительное влияние на работу конструкций под нагрузкой Так, балки с нормальным процентом армирования выходят из строя до того, как разрушатся – от недопустимого прогиба или чрезмерного раскрытия трещин (случай 1 разрушения) Балки с высоким процентом армирования (переармированные балки) разрушаются хрупко от раздробления бетона сжатой зоны (случай 2 разрушения)

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный коэффициент армирования μ_{min} рабочей продольной арматуры принимают по табл 12

$$\mu_{min} = 100A_{s\,min}/A_b, \quad A_{s\,min} = \mu_{min}A_b/100,$$

Таблица 11 **Основные свойства бетона и арматуры**

Свойства	Бетон	Арматура
Реологические свойства при нормальных термовлажностных условиях	Упругопластично-ползучее тело	Упругопластичное тело
Нормативное сопротивление на сжатие, МПа	20 60	300 1900
Нормативное сопротивление на растяжение, МПа	1,2 2,5	300 1900
Модуль упругости, МПа	$(1{,}8...4)\ 10^4$	$(2{,}1\ ..1{,}7)\ 10^5$
Предельные деформации при сжатии	$200\cdot10^{-5}$	$(400...2500)\ 10^{-4}$
То же, при растяжении	$15\cdot10^{-5}$	$(400\ \ 2500)\ 10^{-4}$
То же, от ползучести при сжатии	$(200\ \ 400)\ 10^{-5}$	Не учитывают
То же, от усадки	До 30 10 ^{5}	»

Таблица 12 **Минимальный процент армирования**

№ п/п	Условия работы арматуры	μ_{min}
1	Арматура S в изгибаемых и внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2	Арматура S и S во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,05
3	Арматура S и S' во внецентренно сжатых элементах при	
	$l_0/i < 17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h < 5$)	0,05
	$17 \leqslant l_0/i \leqslant 35\,(5 \leqslant l_0/h \leqslant 10)$	0,1
	$35 < l_0/i \leqslant 83\,(10 < l_0/h \leqslant 24)$	0,2
	$l_0/i > 83\,(l_0/h > 24)$	0,25

Таблица 13 **Предельные проценты армирования μ_R изгибаемых элементов**

Класс арматуры	μ_R, % при классе бетона				
	12 5	20	30	40	50
A-II	1,99/1,8	2,96/2,67	4,0/3,59	4,75/4,26	5,29/ –
A-III диаметром 10 40 мм	1,23/1,11	1,82/1,65	2,46/2,22	2,93/2,62	3,26/ –
A-IV при σ_{sp}/R_s					
1,0	0,88	1,3	1,76	2,1	2,33
0,6	0,79	1,16	1,56	1,84	2,03
0,4	0,75	1,1	1,47	1,73	1,9

Примечание В числителе приведены проценты армирования для тяжелого и мелкозернистого бетона, в знаменателе – для легкого бетоиа

где $A_{s\,min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры, $A_b = bh_0$ – площадь нормального сечения элемента (без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений)

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах указанная величина минимального коэффициента армирования относится к полной площади сечения бетона В этих случаях величину миинмального коэффициента армирования принимают вдвое больше величин, приведенных в табл 12

Если расчетом установлено, что несущая способность элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутой зоне, то площадь сечения продольной арматуры увеличивают по сравнению с расчетной на 15%

2. Максимальные диаметр арматуры и процент армирования. В целях сохранения надежного сцепления арматуры с бетоном нормы рекомендуют диаметр продольных стержней сжатых элементов принимать, не более (мм) для бетона тяжелого, мелкозернистого классов ниже В25 – 40, легкого и поризованного классов В12,5 и ниже – 16, В15 В25 – 25, В30 и выше – 40, ячеистого классов В10 и ниже – 16, В12,5 15 – 20 В изгибаемых элементах из легкого и поризованного бетона с арматурой класса A-IV и ниже диаметр продольных стержней не должен превышать для бетона классов (мм) В12,5 и ниже – 16, В15.. В25 – 25, В30 и выше – 32 В изгибаемых элементах из ячеистого бетона классов В10 и ниже диаметр продольной арматуры принимают не более 16 мм

Предельные проценты армирования с повышением класса бетона увеличиваются, а с повышением класса арматуры уменьшаются Значения предельных процентов армирования для некоторых классов бетона и классов арматуры приведены в табл 13

Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3% Больший процент армирования обосновывают технико-экономическим расчетом

3. Расстояния между продольными рабочими стержнями. Чтобы обеспечить соответствующее сцепление арматуры (или оболочек каналов) с бетоном балок, надежную защиту ее от коррозии, вредного влияния высоких температур и удобство бетонирования, минимальные расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой (рис. 66, *а, б*) и напрягаемой (см рис 33) арматуры, натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских каркасов, принимают равными наибольшему диаметру стержней, а также равными а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение – 25 мм для нижней арматуры и 30 мм – для верхней; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте, горизонтальные расстояния между стержнями (кроме стержней двух нижних рядов) – 50 мм (см рис 33), б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение – 50 мм, при систематическом кон-

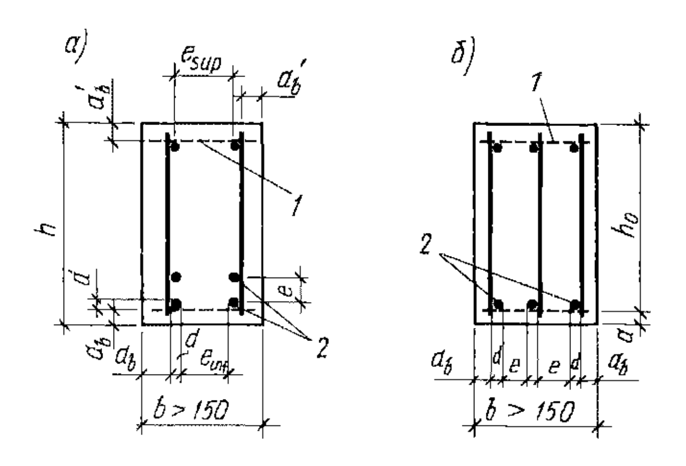


Рис 66 Размещение арматуры в нормальном сечении балки

a_b a_b – защитный слой соответственно рабочей и монтажной арматуры, $a_b \geqslant 20$ мм при $h \geqslant 250$ мм $a_b \geqslant 15$ мм при $h < 250$ мм, $a_b \geqslant d$ $a_b > 15$ мм при $h \geqslant 250$ мм, $a_b \geqslant 10$ мм при $h < 250$ мм, e_{inf} e_{sup} – расстояние в свету соответственно между нижними (при бетоннрованин) и верхними продольными стержнями $e_{sup} \geqslant d$, $e_{sup} \geqslant 35$ мм; $e_{inf} \geqslant 2d$, $e_{inf} \geqslant 40$ мм

троле фракционирования заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полуторакратного наибольшего размера крупного заполнителя

Расстояние в свету между арматурой в унифицированных арматурных элементах (УНАЭ) принимают по рис 39,*б*

При стесненных условиях допускается располагать стержни напрягаемой арматуры попарно (без зазора между ними) в несколько рядов

При назначении расстояний между парами стержней, определении длины передачи напряжения l_p и длины зоны анкеровки l_{an} пару рассматривают как условный стержень диаметром

$$d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}, \tag{115}$$

где d_1, d_2 – диаметры сближенных стержней

В элементах с напрягаемой арматурой, натягиваемой на бетон (за исключением непрерывно армированных конструкций), расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и не менее 50 мм Для предварительно напряженных конструкций учитывают также степень местного обжатия бетона и габариты натяжного оборудования (зажимов, домкратов)

В элементах, изготовляемых с помощью виброштампующих машин или штыковых вибраторов, необходимо обеспечить свободное прохождение между арматурой элементов этих машин или наконечников вибраторов, уплотняющих бетонную смесь.

4. Защитный слой бетона. Для обеспечения надежного сцепления с бетоном на всех стадиях работы конструкций, защиты от коррозии и быстрого нагревания при действии высоких температур арматуру следует располагать, удаляя ее от наружной поверхности железобетонных конструкций на толщину защитного слоя бетона a_b. Для продольной рабочей арматуры ненапрягаемой (см рис 66) и напрягаемой (см рис 33), натягиваемой на упоры, толщину защитного слоя a_b принимают не менее диаметра стержня или каната и не менее 1) в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно – 10 мм, 2) в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой менее 250 мм – 15 мм, 3) в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах – 20 мм, 4) в фундаментных балках и в сборных фундаментах – 30 мм, 5) для нижней арматуры монолитных фундаментов при наличии бетонной подготовки – 35 мм, при отсутствии бетонной подготовки – 70 мм, 6) в балках, армированных УНАЭ (унифицированные арматурные элементы) – по рис 39,*б*

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетона классов В7,5 и ниже толщину защитного слоя во всех случаях принимают не менее 20 мм, для наружных стеновых панелей – не менее 25 мм, а вместе с фактурным слоем – 20 мм В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщину защитного слоя во всех случаях принимают не менее 25 мм

Толщину защитного слоя бетона для поперечной и монтажной арматуры принимают не менее диаметра указанной арматуры и не менее при $h < 250$ мм – 10 мм, при $h > 250$ мм – 15 мм

В элементах из легкого и поризованного бетона классов В7,5 и ниже и из ячеистого бетона независимо от h толщину защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимают $\geqslant 15$ мм

Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений l_p (см § 11) должна составлять не менее для стержневой арматуры классов A-IV и A-IIIв, а также для арматурных канатов К-7, К-19 — $2d$, для стержневой арматуры классов A-V и A-VI — $3d$, при этом на указанном участке во всех случаях толщину защитного слоя принимают не менее 40 мм для стержневой арматуры и не менее 20 мм — для арматурных канатов

В железобетонных конструкциях, подверженных систематическому воздействию агрессивной среды (воды или дым, пары кислот), указанную толщину защитного слоя увеличивают для плит, стенок и балок высотой до 250 мм — не менее чем на 5 мм, для балок и ребер высотой 250 мм и более и для колонн — не менее чем на 10 мм

Для свободной укладки в форму цельных стержней, сеток и каркасов концы этих стержней должны отстоять от грани элемента на расстоянии 10 и 15 мм — соответственно для сборных элементов длиной до 9 м и 12 м включительно, 20 мм — для стержней длиной свыше 12 м В предварительно напряженных элементах с натяжением арматуры на бетон и располагаемой в каналах расстояние от поверхности элемента до поверхности канала принимают не менее 40 мм и не менее ширины канала, кроме того, указанное расстояние до боковых граней элемента принимают не менее половины высоты канала При расположении напрягаемой арматуры, натягиваемой на бетон, в пазах или снаружи элемента, толщину защитного слоя, образуемого торкретированием или иным способом, принимают не менее 20 мм

5. Фиксация арматуры. Соответствие расположения арматуры ее проектному положению обеспечивают специальными средствами фиксации

● Фиксацию арматуры с учетом конструктивных особенностей элемента осуществляют посредством 1) устройств однократного использования, остающихся в бетоне (рис 64), 2) инвентарных приспособлений, извлекаемых из бетона до или после его твердения, 3) специальных деталей, прикрепленных к поверхности форм или опалубки и не препятствующих извлечению элемента из формы или снятию с него опалубки

Требуемое расстояние между отдельными арматурными изделиями или стержнями обеспечивают применением разделителей из арматурной стали (см рис 65, *а, б*) или удлиненных поперечных стержней (см рис 65, *в*) Фиксацию пересекающихся стержней осуществляют посредством отрезка спирали (см рис 65, *г*)

Толщину защитного слоя бетона с лицевых граней элементов обеспечивают фиксаторами (табл 14) Не допускается применение в качестве подкладок образцов арматурных стержней или полос Толщину защитного слоя в месте установки фиксатора принимают кратной 5 мм

Расстояние между разделителями сеток (см рис 65, *а*) определяют расчетом на прогиб сеток под действием сосредоточенного монтажного груза весом $F = 1$ кН (вес человека с инструментом) и под действием собственного веса укладываемого бетона

Таблица 14 **Виды фиксаторов**

Лицевые грани элемента	Фиксаторы				
	РМ	РБ	ПМ	ПБ	СЗ
Бетонная, под окраску водными составами, облицованная керамической плиткой	+	−	+	−	+
Бетонная под окраску масляными, эмалевыми и синтетическими красками, под облицовку	+	+	+	+	+
Бетонная под оклейку обоями	+	+	+	+	+
Обрабатываемая механическим способом	+	−	−	−	−

Примечание Р — растворные, бетонные, асбестоцементные, П — пластмассовые, полиэтиленовые, С — стальные, М и Б — малая и большая поверхность контакта фиксатора с формой (опалубкой); З — защищенные от коррозии, «+» — допускается, «−» — не допускается

§ 18. Конструирование плит

1. Минимальная толщина. Плитами называют плоские конструкции, толщина которых h значительно меньше ширины b и длины l Толщину монолитных плит принимают, не менее. (мм) для покрытий – 40, для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий – 50, для междуэтажных перекрытий производственных зданий – 60, для плит из легкого бетона классов B7,5 и ниже – 70

Минимальную толщину сборных плит определяют защитный слой бетона и диаметр продольной и поперечной арматуры, располагаемой по высоте сечения плиты

2. Продольное армирование. Под продольным понимают армирование, когда стержни укладывают параллельно продольной оси элемента. Под стержнем понимают арматуру любого вида, диаметра и профиля независимо от того, поставляется ли она в прутках или мотках (бунтах) Под диаметром понимают номинальный диаметр стержня Плиты, как правило, армируют сварными сетками Вязаную арматуру допускается применять для сравнительно небольших монолитных участков сборных перекрытий и монолитных плит с большим числом неупорядоченных отверстий Диаметр рабочих стержней сварной арматуры плит принимают не менее 3 мм, а вязаной – не менее 6 мм

Расстояния между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (в верху многопролетных плит) должны быть, не более 200 мм – при толщине плиты $h < 150$ мм; $1{,}5h$ – при толщине плиты $h \geqslant 150$ мм

Площадь сечения рабочей арматуры плит определяют расчетом В сплошных плитах расстояния между рабочими продольными стержнями *1*, доводимыми до опоры (см рис 32, *а*), не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения рабочих стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни отгибать в верхнюю зону

Ограниченная высота сечения типовых сборных плит лимитирует возможность применения ненапрягаемой арматуры по условиям развития недопустимых прогибов и чрезмерного раскрытия трещин Плиты с высотой поперечного сечения 160 мм и менее запрещается армировать ненапрягаемой арматурой, начиная с пролетов более 3,6 м В ребрах сборных плит и настилов шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня

Напрягаемую арматуру в виде стержней или канатов в пустотных и ребристых плитах располагают по оси каждого ребра плиты или вблизи этой оси

Отверстия значительных размеров в плитах окаймляют дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления) которая требуется по расчету плиты как сплошной

Примеры армирования сборных плит приведены в § 18

3. Поперечное армирование. Под поперечным понимают армирование, когда стержни укладывают перпендикулярно или наклонно к продольной оси элемента У поверхности сплошных плит, вблизи которых ставится рабочая продольная арматура, предусматривают монтажную (распределительную) арматуру (см рис 32, *а*), площадь ее сечения в балочных плитах должна составлять не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента

В многопустотных сборных плитах высотой более 300 мм устанавливают по расчету вертикальную поперечную арматуру Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и в сварных сетках устанавливают из условия сварки (см прилож 9) Расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента принимают не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента Поперечная арматура, устанавливаемая в плитах в зоне продавливания, должна иметь анкеровку по концам, выполняемую приваркой или охватом продольной арматуры. Расстояние между поперечными стержнями принимают не более $^1/_3 h$

и не более 200 мм, где h – толщина плиты Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее 1,5h

§ 19. Конструирование балок

1. Размеры сечений. Балками (ребрами, прогонами) называют линейные конструкции. размеры поперечного сечения bh которых существенно меньше длины l Высоту балок определяют расчетом и принимают кратной 50 мм при высоте до 600 и 100 мм – при большей высоте Ширину балок прямоугольного сечения назначают от 0,25 до 0,50h

Поперечные сечения балок рекомендуется принимать тонкостенными с развитой сжатой зоной (тавровое, .коробчатое), потому что такие сечения являются наиболее экономичными по расходу материалов, целесообразно предусматривать наибольшую возможную полезную высоту сечения и наименьшую толщину его стенок, так как это повышает несущую способность, жесткость и трещиностойкость элементов Во избежание концентрации местных напряжений в местах сопряжения стенок сечения элементов с полками устраивают плавные переходы в виде фасок или закруглений небольшого диаметра Размеры сжатой полки таврового сечения лимитируют длины опорных участков, на которые опираются вышележащие конструкции и расположение сжатой арматуры, а размеры растянутой полки – рабочей и монтажной арматуры (см рис 33)

2. Продольное армирование. Армирование балок сварными каркасами (ненапрягаемая арматура) приведено на рис 66, а вязаными – на рис 67 Диаметр продольной рабочей и монтажной арматуры балок принимают не менее 12 мм Для продольной арматуры, устанавливаемой по конструктивным соображениям, а также для продольных монтажных стержней сварных каркасов сборных балок допускается применять стержни и меньших диаметров

Продольную рабочую арматуру назначают из стержней одинакового диаметра и в крайнем случае из стержней двух разных диаметров При этом стержни

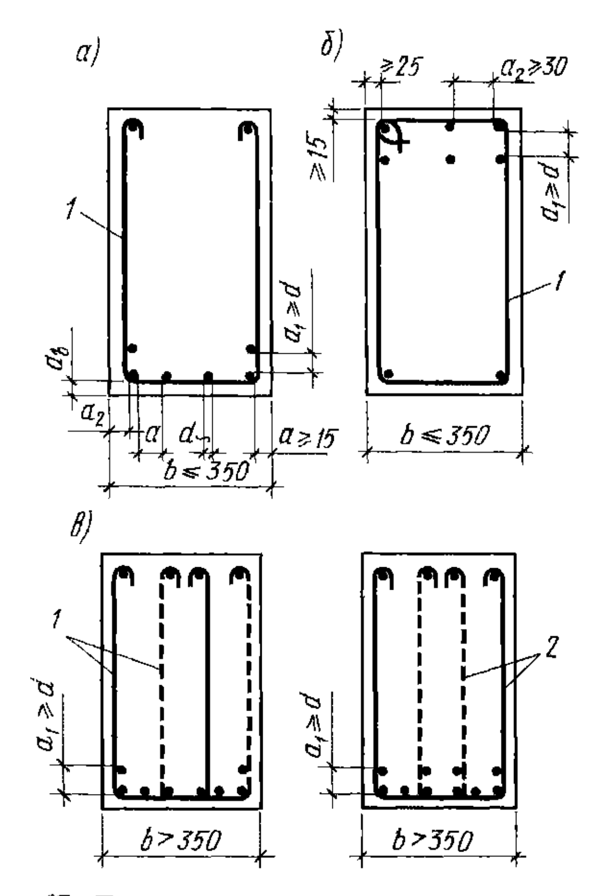


Рис 67 Типы хомутов

а – открытый двухветвевой хомут, *б* – то же, закрытый *в* – открытые четырехветвевые хомуты, *1* – двухветвевые хомуты одного типа, *2* – то же, разного типа; $a_b \geqslant 20$ мм при d до 20 мм $a_b \geqslant 25$ мм при d 25 мм и более, $a_b \geqslant 30$ мм при d 32 мм и более $a_2 \geqslant 25$ мм

большего диаметра размещают в первом ряду, в углах сечения и при вязаных каркасах – в местах перегиба хомутов Рабочую продольную арматуру располагают по возможности равномерно по ширине поперечного сечения балки обычно в один ряд и редко – в два ряда Следует избегать шахматного расположения стержней верхнего ряда относительно нижнего, так как при этом труднее достигнуть тщательного заполнения бетонной смесью промежутков между стержнями

При расположении продольных рабочих стержней в два ряда и более центр тяжести сечения арматуры перемещается кверху, вследствие чего плечо внутренней пары сил z_b (см рис 13, *б*) уменьшается и тем самым снижается несущая способность балки Нижний ряд арматуры будет перенапрягаться, а верхний – недонапрягаться Это не позволяет полностью использовать прочность рабочей арматуры Поэтому нормы запрещают укладывать рабочую арматуру более чем

в три ряда В балках шириной более 150 мм число продольных рабочих стержней, доводимых до опоры, принимают не менее двух

Для размещения напрягаемой арматуры предусматривают уширение растянутой зоны ребра балки, которое одновременно служит для обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента (рис 33) В предварительно напряженной балке кроме напрягаемой арматуры укладывают и ненапрягаемую (расчетную или конструктивную), располагая ее ближе к наружным поверхностям элемента, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала всю продольную арматуру

3. Поперечное армирование. Различают поперечную рабочую арматуру и монтажную (конструктивную) Конструктивная поперечная арматура (см рис. 32, *б*) обеспечивает проектное положение рабочей продольной арматуры, улучшает ее совместную работу с бетоном и воспринимает усилия от неравномерной усадки бетона по высоте элемента

Рабочую поперечную арматуру устанавливают у опор балок по расчету на действие поперечной силы Q Расстояние между поперечными стержнями в балках, не имеющих отогнутой арматуры, принимают а) на приопорных участках, равных при равномерной нагрузке $^1/_4$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках – расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее $^1/_4$ пролета при высоте сечения $h \leqslant 450$ мм – не более $h/2$ и не более 150 мм, при высоте сечения $h > 450$ мм – не более $h/3$ и не более 500 мм, б) на остальной части пролета при высоте сечения балок $h > 300$ мм – не более $^3/_4 h$ и не более 500 мм

Соотношение диаметров поперечных и рабочих продольных стержней сварных каркасов принимают по прилож 9 Поперечную арматуру в вязаных каркасах балок, колонн и других линейных элементах принято называть хомутами (см рис 32)

Диаметр хомутов вязаных каркасов балок принимают не менее $0{,}25d$ и не менее 5 и 8 мм соответственно при высоте каркаса $h \leqslant 800$ и $h > 800$ мм, где d – наибольший диаметр рабочих продольных стержней Хомуты связывают с рабочей арматурой балок вязальной (отожженной) проволокой диаметром 0,8 1,0 мм, хомуты бывают двухветвевые (двухсрезные) и четырехветвевые (четырехсрезные) В балках шириной до 35 см включительно обычно ставят двухветвевые хомуты, а в балках шириной более 35 см, когда количество стержней в одном ряду более 5, – четырехветвевые, составленные из двойных простых (двухветвевых) хомутов одного или разного типов Хомуты бывают закрытые (рис 67, *б*) и открытые (рис 67, *а*) Закрытые хомуты ставят в отдельно стоящих балках прямоугольного сечения и в сечениях с двойной арматурой для противодействия выпучиванию сжатой арматуры от продольного изгиба, а открытые – в балках монолитных перекрытий

В сжатой зоне изгибаемых элементов с расчетной сжатой продольной арматурой шаг хомутов принимают при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа – не более 500 мм и не более $15d$ при вязаных и $20d$ при сварных каркасах, при $R_{sc} \geqslant 450$ МПа – не более 400 мм и не более $12d$ при вязаных и $15d$ при сварных каркасах, где d – наименьший диаметр сжатых продольных стержней При этом хомуты должны обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении Концы хомутов, предусматриваемых для восприятия поперечных сил, надежно анкеруют в бетоне посредством приварки или охвата продольной арматуры

В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на $30d$, где d – диаметр хомута, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур

Продольное предварительное обжатие элемента приводит к возникновению в нем поперечных растягивающих напряжений, поэтому поперечную арматуру предварительно напряженных элементов выполняют в виде замкнутых хомутов (см рис 33), охватывающих крайние ряды напрягаемой арматуры, во всех местах перегибов хомутов устанавливают продольную монтажную арматуру

Отогнутые стержни предусматривают в изгибаемых элементах при армировании их вязаными каркасами и в коротких

консолях Отгибы стержней осуществляют по дуге радиуса не менее $10d$ В изгибаемых элементах на концах отогнутых стержней делают прямые участки длиной не менее l_{an} (см табл 3) Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на $0{,}5h_0$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету

4. Армирование торцов предварительно напрнженых балок. Мощные местные начальные напряжения возникают на концах элементов, где происходит передача значительных усилий обжатия с напрягаемой арматуры на бетон Непосредственно под анкерами возникает напряженное состояние трехосного сжатия, а на расстоянии, примерно $h/4$, но не менее 200 мм (нулевая точка), появляются по плоскостям, параллельным оси арматуры, растягивающие напряжения, уравновешивающие поперечное сжатие Примерные траектории сжимающих и растягивающих напряжений приведены на рис 68, *а* Растягивающие напряжения могут вызвать появление вдоль арматуры опасных трещин При наличии анкерных устройств на торцах балок длина участка трехосного сжатия сокращается до двух длин этих устройств

Напряженное состояние концевого участка балки с арматурой без анкеров на концах (самоанкерующейся) аналогично При этом на участке анкеровки (особенно вблизи торцов) после отпуска натяжных устройств диаметр напрягаемой арматуры стремится увеличиться до первоначального размера, что может привести к раскалыванию бетона и образованию продольных (радиальных) трещин (рис 68, *б*)

В элементах с арматурой, не имеющей анкеров на концах, для восприятия местных сжимающих напряжений (сечение *1—1*, рис 68, *а*) производят местное усиление торцов балок с помощью закладных деталей, четырех сеток *N-1* (см рис 49 – для однорядной и рис 68, *а* – для двухрядной арматуры) или замкнутых хомутов (рис 33) с шагом 60 100 мм, охватывающих все стержни напрягаемой арматуры Усиление производят на

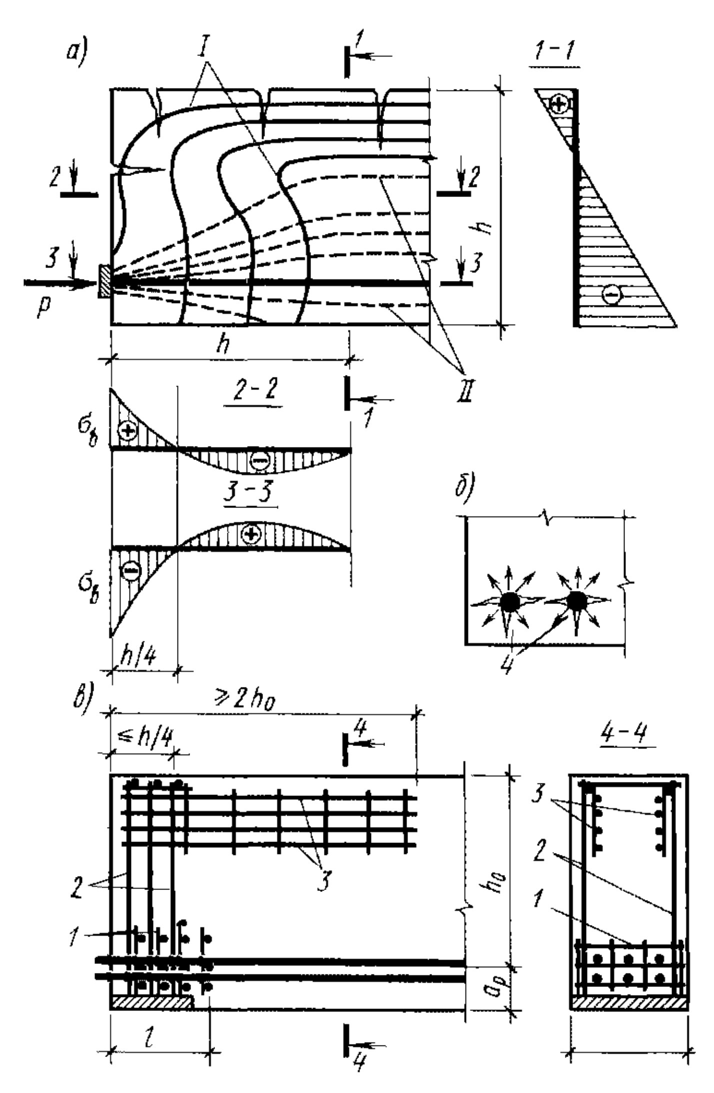


Рис 68 Конец предварительно напряженной балки

а – напряженно-деформированное состояние; *б* – образование продольных трещин вдоль напрягаемой арматуры; *в* – армирование, *I* – траектории главных растягивающих напряжений, *II* – то же, сжимающих; *1* – четыре сетки *N-1*; *2* – две сетки *N-2*, *3* – две сетки *N-3*, *4* – продольные трещины по периметру арматуры

длине (считая от торца элемента) не менее $0{,}6l_p$ и не менее $20d$ и $10d$ соответственно при рабочей продольной арматуре из гладких стержней и из стержней периодического профиля, в элементах из легкого бетона классов В7,5 В12,5 длину участка усиления принимают не менее l_p и не менее 200 мм, а шаг сеток – 50 мм Шаг сеток *N-1* и диаметр их арматуры определяют расчетом на местное сжатие силой P, при необходимости увеличивают размеры сечения конца балки

В сечениях выше анкера (сечение *2—2*) в торце балки возникают максимальные растягивающие напряжения, способные вызвать появление продольных трещин в верхних зонах торца Для восприятия этих напряжений устанавливают сетки

N-2 или поперечную напрягаемую арматуру на расстоянии $h/4$ от торца балки Усилия натяжения поперечной арматуры принимают не менее 15 % от усилия натяжения всей продольной напрягаемой арматуры растянутой зоны опорного сечения, а величину напряжения – максимально допустимой

Предварительно напряженные хомуты существенно повышают стоимость предварительно напряженных конструкций, поэтому их применение обосновывают технико-экономическим расчетом

Концы вертикальных стержней сетки N-2 надежно анкеруют сваркой к закладным деталям или анкерным стержням (рис 69), они должны воспринимать не менее 20%, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, 30% усилия в продольной напрягаемой арматуре ($R_{sw}A_{sw} \geqslant 0{,}2R_{sp}A_{sp}$)

С целью ограничения раскрытия вертикальных трещин в верхней зоне концевых участков (на длине анкеровки арматуры $l_p \leqslant 2h_0$) устанавливают дополнительную ненапрягаемую продольную арматуру 3 Площадь ее сечения принимают не менее 0,2% от площади опорного сечения ($A_s \geqslant 0{,}002bh$)

В целях снижения способности образования продольных трещин в торцах балок и наклонных трещин у опор целесообразно часть продольной арматуры располагать криволинейно, выводя ее на торец элемента равномерно по высоте (рис 70) Угол наклона θ пучков или стержней, натягиваемых на бетон, принимают не более 30°, а радиус закругления. а) для пучковой арматуры и канатов при диаметре проволок в пучках до 5 мм и при диаметре канатов 6 9 мм – не менее 4 м, при диаметре проволок в пучках 6 8 мм и диаметре канатов 12 15 мм – не менее 6 м, б) для стержней арматуры. диаметром до 25 мм – не менее 15 м, диаметром 28 40 мм – не менее 20 м

Оболочки из синтетических и других пластичных материалов уменьшают трение напрягаемой арматуры о стенки каналов Это позволяет принимать меньшие радиусы закругления с соответ-

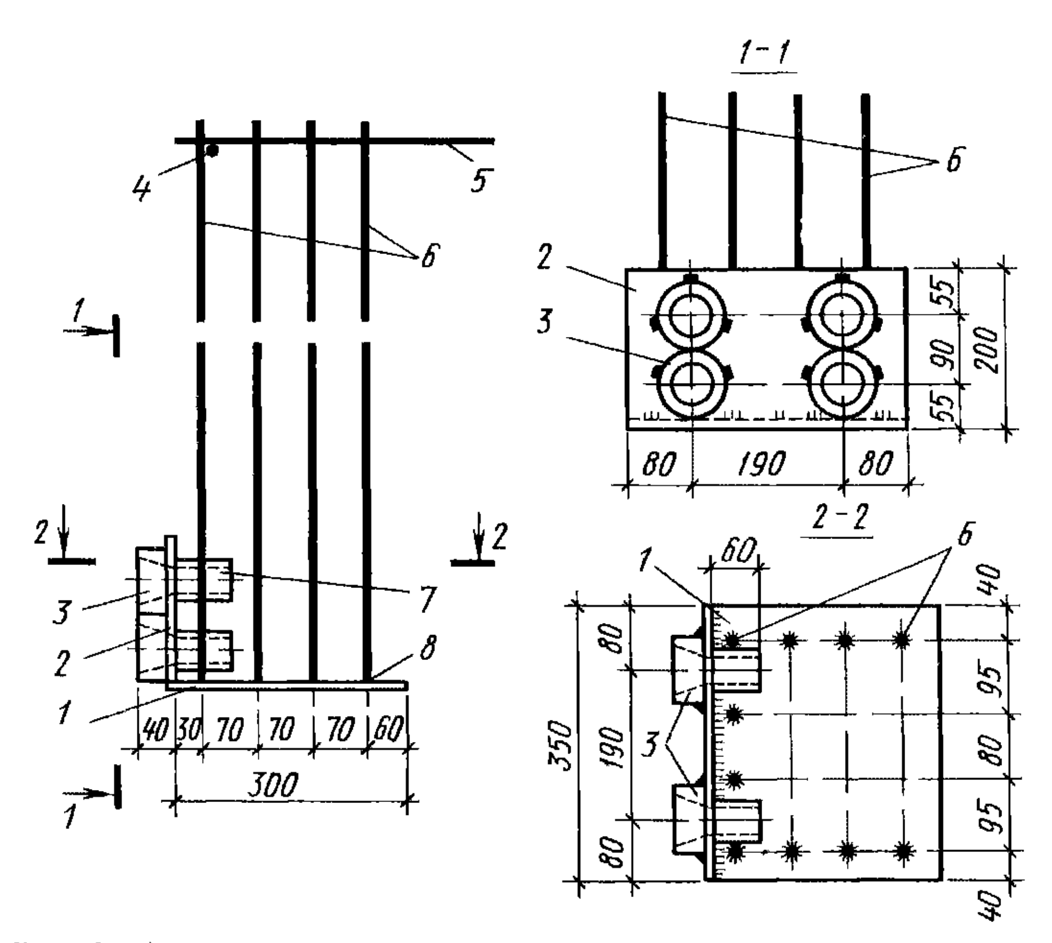


Рис 69. Анкеровка поперечных стержней в торцах элементов

1 – опорная стальная закладная деталь 2 – стальная прокладка под колодками анкеров, 3 – анкерные колодки, 4 5 – коротыши для анкеровки хомутов, 6 – ненапрягаемые хомуты; 7 – патрубки, 8 – ванная или дуговая сварка с рассверловкой отверстий

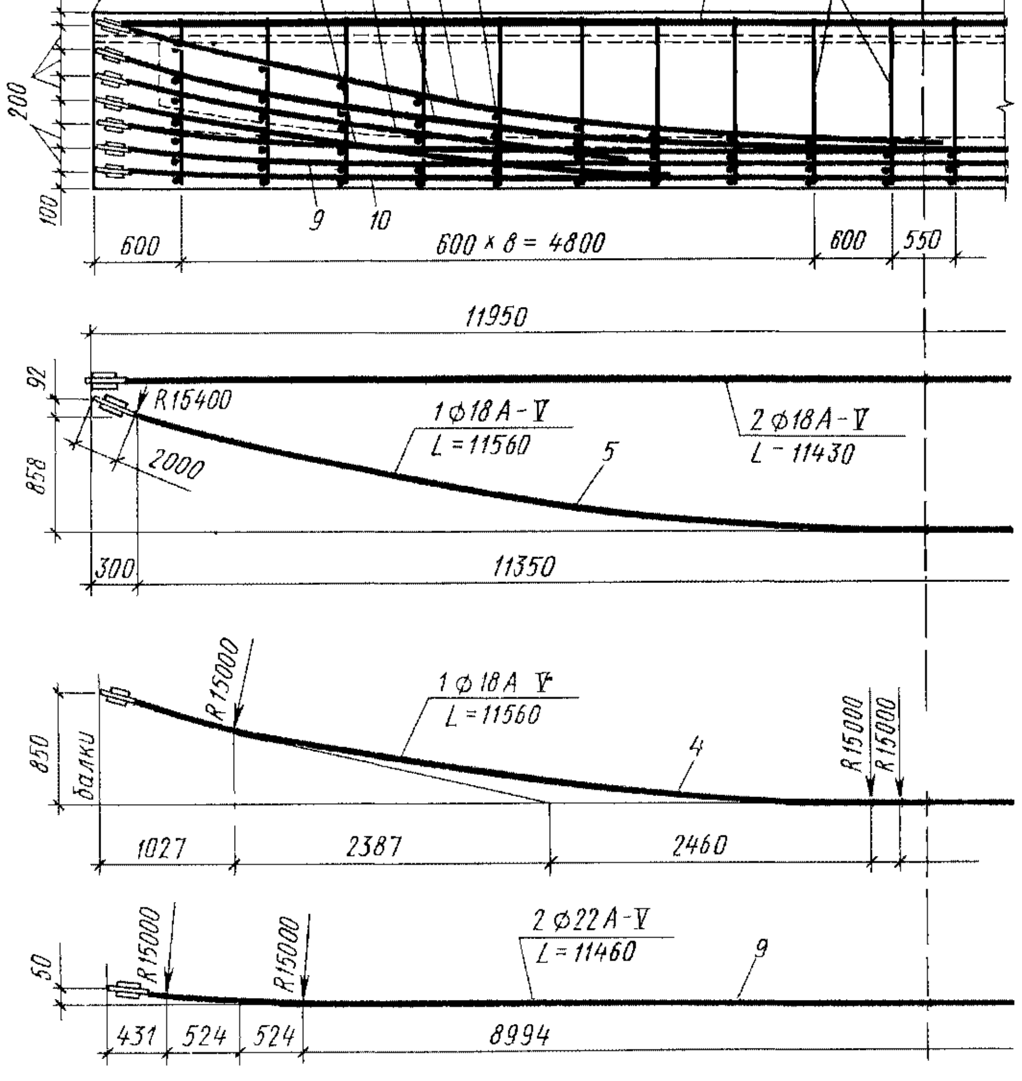


Рис 70 Отгибание на опорных участках элементов продольной предварительно напряженной арматуры:

1 – торец балки, *2* *5*, *9*, *10* – напрягаемые стержни арматуры, *6* – сетки для фиксации положения каналообразователей и напрягаемой арматуры, *7* – монтажная арматура, *8* – ось симметрии

ствующим экспериментальным обоснованием

Отгибание напрягаемой стержневой арматуры, натягиваемой на упоры, вы полняют по радиусу не менее $0{,}5d$ При меньших радиусах кривизны в напрягаемой арматуре возникают большие потери предварительного напряжения за счет ее трения о стенки каналов и смятия бетона под арматурой, увеличивается расход ненапрягаемой арматуры на местное армирование в местах искривления напрягаемой арматуры.

На концевых участках предварительно напряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений (см рис 50) не допускается образование трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ Это требование не учитывают при расчете элементов на действие усилия предварительного обжатия элемента, если в растянутой (от действия этого усилия) зоне его отсутствует напрягаемая арматура без анкеров

§ 20. Конструирование колонн

1. Размеры сечений. Форму нормальных сечений колонн назначают в зависимости от характера их работы Для колонн сжатых со случайными эксцентриситетами e_a (см. § 26) применяют квадратную, круглую, многоугольную или кольцевую форму сечения (с целью эко-

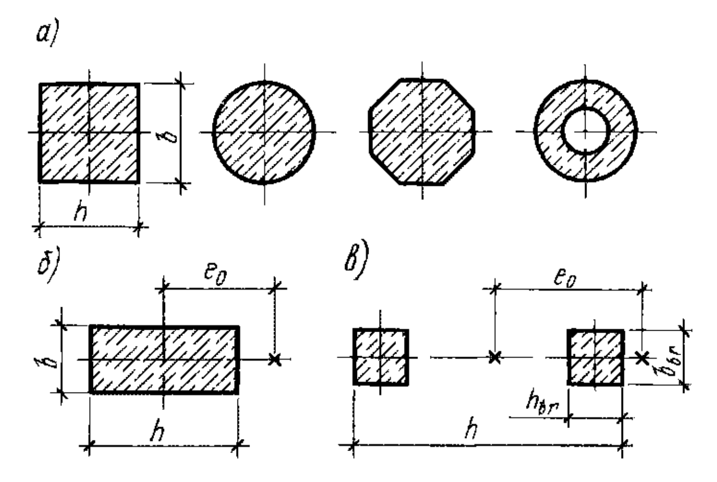


Рис 71 Нормальные сечения колонн

а – со случайными эксцентриситетами e_a *б* и *в* – с эксцентриситетами $e_0 > e_a$

номии бетона, рис 71, *а*) Нормальные сечения колонн сжатых с расчетными эксцентриситетами $e_0 = e_{0N} + e_a$ развивают в плоскости действия изгибающего момента *M*, потому что действие его более опасно, чем действие продольной силы *N* Форму сечения принимают прямоугольной (рис 71, *б*), а при особенно больших моментах – двухветвевой (рис 71, *в*)

При назначении размеров нормального сечения колонн учитывают условия опирания на них других элементов и технологические требования Например, сечения монолитных колонн нормы не разрешают принимать менее 250 × 250 мм, учитывая трудности их бетонирования в вертикальном положении В целях унификации опалубки и арматурных изделий размеры нормальных сечений колонн до 500 мм разрешается назначать кратными 50, а более 500 мм – кратными 100 Высоту нормального сечения принимают $h = (1{,}3 \quad 3)\,b$

Размеры сечений колонн и других внецентренно сжатых элементов принимают такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала (мм) для элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона – 200, а для колонн, являющихся элементами зданий, – 120, при этом для колонн из ячеистого бетона – 70 Принятые (на основании типовых проектов) размеры сечений колонн проверяют расчетом Длину колонн сборных каркасов назначают из удобства изготовления, транспортирования и монтажа, как правило, на 2 3 этажа Высоту сечения колонн *a*, *b*, *c* принимают по расчету (рис. 72)

2. Продольное армирование. Продольную арматуру в колоннах со случайными эксцентриситетами e_a устанавливают по расчету или по конструктивным соображениям Она служит для увеличения несущей способности элемента, уменьшения случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона, восприятия случайных горизонтальных нагрузок и может быть гибкой или жесткой, обычной или предварительно напряженной Последняя оказывается выгодной для случая 1 внецентренного сжатия (случай больших эксцентриситетов, § 26) и в гибких элементах ($l_0/h > 20$), плохо работающих на транспортные и монтажные нагрузки

Гибкую рабочую продольную арматуру в колоннах со случайными эксцентриситетами e_a размещают равномерно по периметру нормального сечения с обязательной постановкой стержней в углах (рис 72, *в*) Колонны сечением 400 × 400 мм армируют четырьмя стержнями При больших размерах сечения предусматривают промежуточные стержни с шагом не более 400 мм (рис 72, *г*), при этом промежуточные стержни соединяют шпиль-

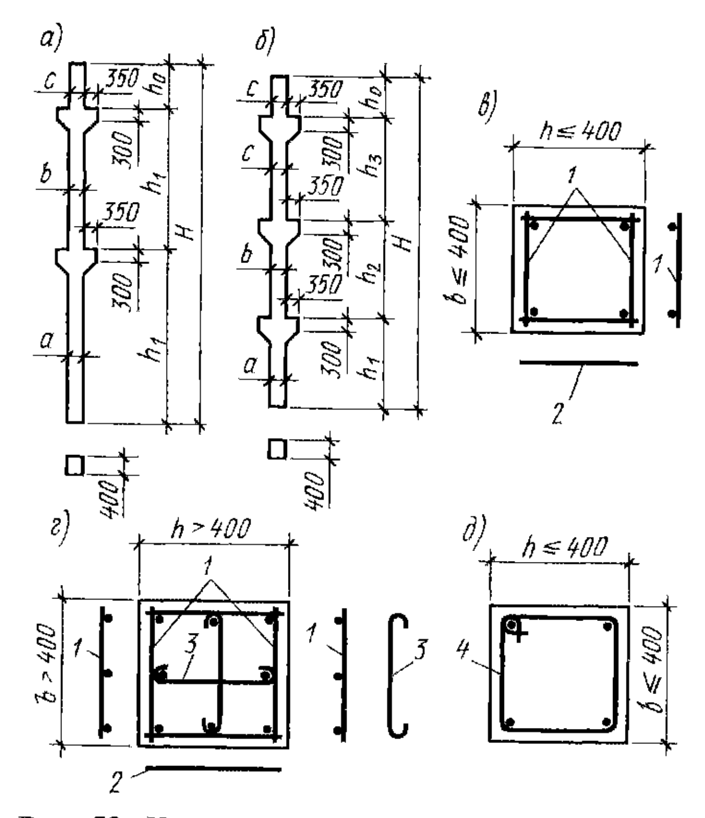


Рис 72 Колонны

а – длиной на два этажа; *б* – длиной на три этажа, *в*, *г*, *д* – армирование колонн со случайными эксцентриситетами, *1* – сварные плоские каркасы, *2* – соединительные стержни *3* – шпильки *4* – хомуты вязаных каркасов

ками, чтобы исключить их выпучивания Это обусловлено тем, что поперечные стержни не обеспечивают устойчивость промежуточных стержней, потому что при опирании на поперечный стержень трех продольных стержней соединение превращается в мгновенно изменяемую систему Поперечную арматуру в монолитных колоннах выполняют в виде вязаных хомутов (рис 72, *д*)

Соотношение диаметров поперечных и рабочих продольных стержней сварных каркасов принимают по прилож 9

Во внецентренно сжатых колоннах с расчетными эксцентриситетами ($e_0 > e_a$) и сечениями, развитыми в плоскости действия момента, продольные рабочие стержни при симметричном (рис 73, *а*) и несимметричном (рис 73, *б*) армировании размещают вдоль коротких граней в один ряд

Рабочую арматуру и поперечные стержни в целях индустриализации арматурных работ объединяют в плоские или пространственные каркасы, сварные или вязаные Сварные каркасы образуют из плоских каркасов, расположенных у противоположных граней колонны, с помощью поперечных соединительных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням (рис 73, *в*) или посредством сварки отдельных плоских каркасов между собой (рис 73, *г*) При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом Если каркасы противоположных граней имеют пять промежуточных стержней, то их через один соединяют шпильками Расстояние между закрепленными стержнями принимают не более 400 мм в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, и не более 500 мм в направлении плоскости изгиба При больших расстояниях между рабочими стержнями по периметру сечения устанавливают конструктивную арматуру диаметром 12 мм Шпильки не ставят при ширине грани колонны 500 мм и менее, если число продольных стержней не более четырех (рис 73, *в*) Вя-

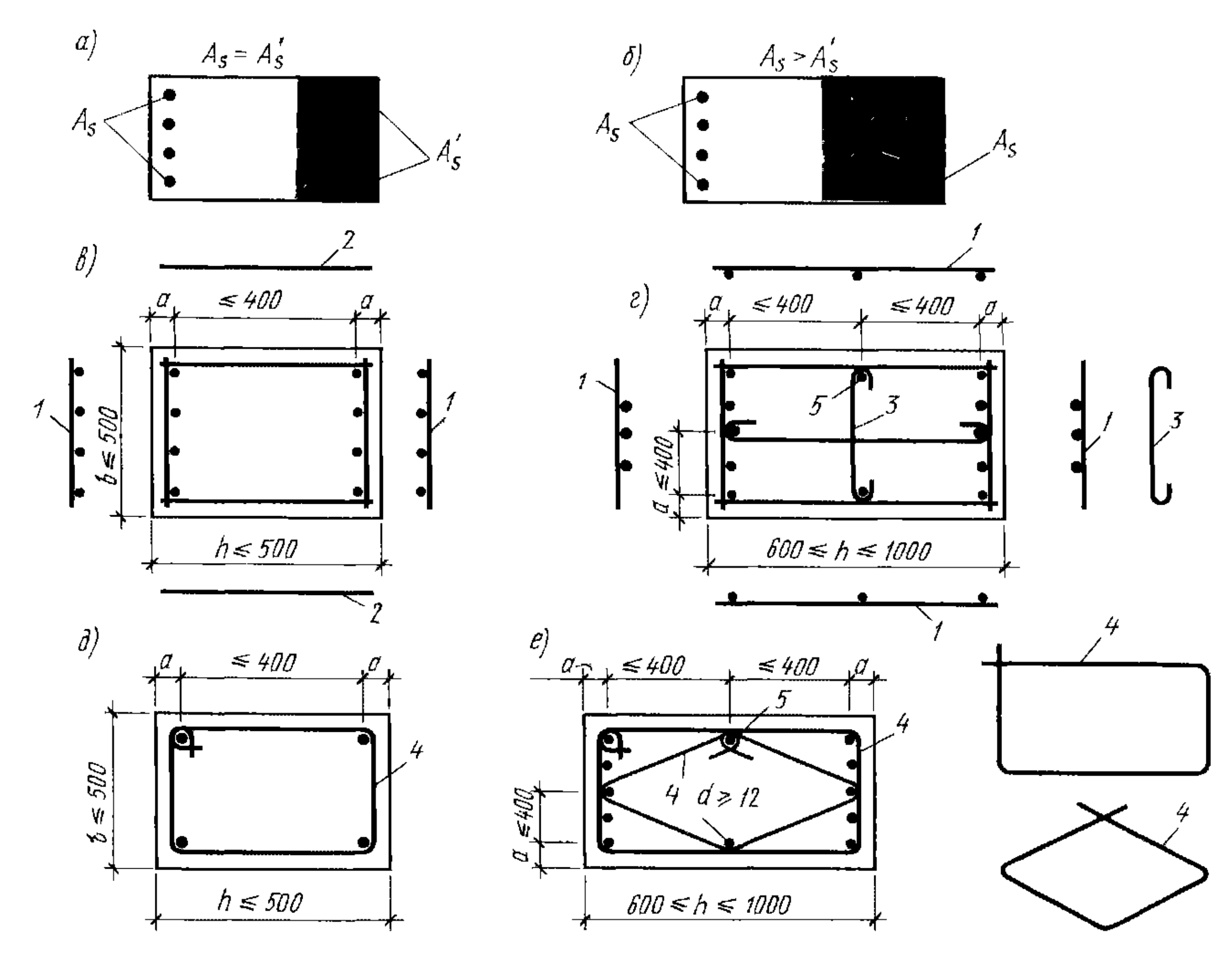


Рис 73 Армирование колонн с $e_0 > e_a$

1 – сварные плоские каркасы, *2* – соединительные стержни, *3* – шпильки, *4* – хомуты вязаных каркасов, *5* – конструктивная арматура

заные каркасы образуют охватом продольных стержней замкнутыми хомутами (рис 73, *д, е*) Для закрепления продольных стержней через один используют шпильки или ромбовидные хомуты (рис 73, *е*)

Внецентренно сжатые элементы армируют преимущественно стержнями из стали класса A-III Для особо мощных колонн при бетоне класса выше B20 и соответствующем технологическом обеспечении (резка, сварка и т п) нормы разрешают применять стержни диаметром более 40 мм При армировании допускается использовать не более двух разных диаметров стержней, при этом стержни бо́льшего диаметра размещают в углах сечения

Расстояние в свету между продольными стержнями назначают не менее 30 мм в сборных колоннах, не менее 50 мм – в монолитных колоннах и в обоих случаях – не менее диаметра стержня Общее сечение площади продольной ненапрягаемой ($A_s + A'_s$) и напрягаемой ($A_{sp} + A'_{sp}$) арматуры принимают не более 3% от площади бетона

Из условия наименьшей стоимости суммарный оптимальный процент армирования внецентренно сжатых элементов составляет $0{,}5\% < \mu_{opt} < 1{,}2\%$

На практике суммарный процент армирования часто принимают большим, учитывая, что с увеличением его стоимость элемента изменяется незначительно

3. Поперечное армирование в виде хомутов. Проектное положение продольных стержней в элементах обеспечивают посредством хомутов (поперечной арматуры) Они также удерживают продольные стержни от бокового выпучивания и существенно изменяют характер разрушения элемента При отсутствии хомутов (рис 74, *а*) призма расчленяется продольными трещинами почти по всей высоте, а при наличии – происходит выкалывание защитного слоя бетона в наиболее опасном сечении (рис 74, *б*) При этом хомуты, работая на растяжение, в некоторой степени сдерживают поперечные деформации элемента, вследствие чего несколько повышают сопротивляемость бетона сжатию, но это в расчете (в запас прочности) не учитывают При

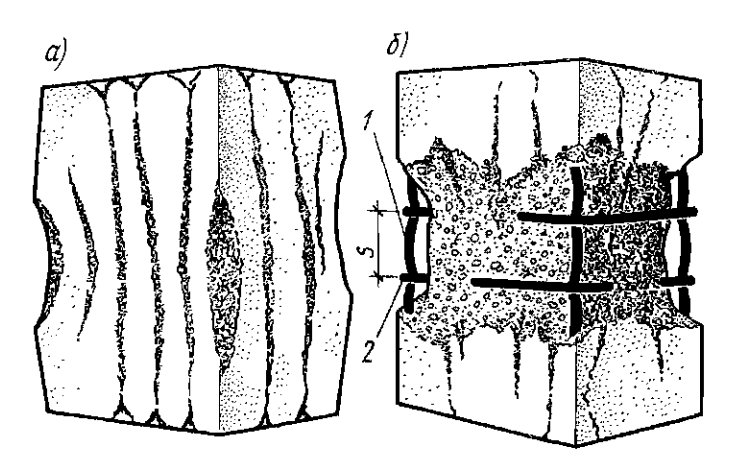


Рис 74 Разрушение железобетонных призм
а – при отсутствии хомутов *б* – при наличии хомутов, *1* – рабочая продольная арматура, *2* – хомуты

$R_{sc} \leqslant 400$ МПа шаг хомутов принимают не более 500 мм и $20d$ при сварных и не более $15d$ – при вязаных каркасах, при $R_{sc} \geqslant 450$ МПа – не более 400 мм и $15d$ при сварных или $12d$ при вязаных каркасах, в конструкциях из ячеистого бетона – не более 500 мм и $40d$ (в сварных каркасах), где d – наименьший диаметр продольных рабочих стержней Расстояния между хомутами в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки принимают не более $10d$ Хомуты выполняют из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-I или стали класса A-I Диаметр хомутов в вязаных каркасах принимают не менее 5 мм и $0{,}25d$

Во внецентренно сжатых элементах с центрально расположенной напрягаемой продольной арматурой (например, в сваях) постановка хомутов не требуется, если сопротивление действию поперечных сил обеспечивается одним бетоном

Если общее насыщение элемента продольной арматурой составляет более 3%, то шаг хомутов принимают не более 300 мм и $10d$ При назначении шага хомутов конструктивные продольные стержни диаметром 12 мм и менее во внимание не принимают

4. Поперечное армирование в виде спирали или колец (косвенное армирование). Исследования показывают, что с уменьшением шага хомутов s (74, *б*) несущая способность коротких сжатых элементов существенно увеличивается ($l_0/D_{ef} \leqslant 10$ или $l_0/i_{ef} \leqslant 35$, где D_{ef}, i_{ef} – диаметр ядра сечения элемента без учета защитного слоя и радиус инерции) В целях учета расчетом этого явления применяют косвенное армирование часто поставленные

кольца, а чаще всего спиральную арматуру (см рис. 31) При этом соблюдают следующие условия а) спирали в плане должны быть круглыми, б) расстояния между витками спирали в осях должны быть не менее 40 мм и не более 100 мм и $^1/_5$ диаметра сечения ядра колонны, охваченного спиралью, в) спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру, г) диаметр навивки спирали D должен быть не менее 200 мм

Повышение несущей способности сжатых элементов с косвенной арматурой происходит за счет ограничения поперечных деформаций бетонного ядра колонны, потому что косвенная арматура, подобно металлической обойме, препятствует поперечному расширению бетона и сохраняет его несущую способность даже после появления продольных трещин Это происходит до тех пор, пока напряжения в косвенной арматуре не достигнут предела текучести. Именно поэтому особенно выгодно в качестве косвенной использовать высокопрочную предварительно напряженную проволоку или канаты

Бетон в условиях двух- или трехосного обжатия (спиралью и продольной силой) может претерпевать в 5 10 раз больше продольные деформации без разрушения, чем бетон в условиях одноосного обжатия Поэтому при испытании колонн со спиральной арматурой в момент, когда напряжения в сечении достигают предела прочности, защитный слой разрушается и отпадает в то время, когда признаков разрушения бетона внутри ядра сечения еще не наблюдается Увеличение продольных деформаций бетона в условиях косвенного армирования обусловливает возможность применения продольной арматуры из сталей повышенной прочности A-IV и A-V, вместо A-II и A-III

5. Поперечное армирование в виде сеток (косвенное армирование). Чтобы увеличить несущую способность бетона под площадкой смятия, его армируют густопоставленными частыми сварными сетками (рис 75) Такие сетки работают на растяжение и по аналогии со спиральной арматурой, ограничивая поперечные деформации бетона, существенно повышают его несущую способность Увеличе-

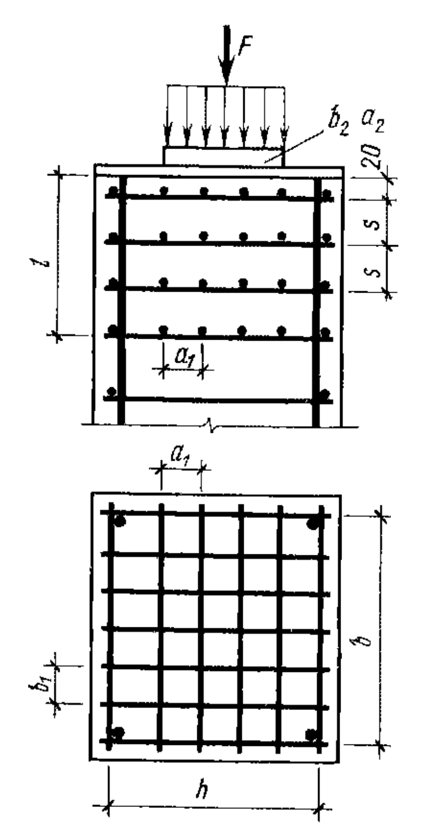


Рис 75 Местное армирование сетками (косвенное армирование)

ние несущей способности бетона происходит до тех пор, пока в стержнях сеток напряжения не достигнут нормативного сопротивления арматуры R_{sn}.

В целях облегчения укладки бетона и вибрирования обычно по толщине элемента от его торца устанавливают не более четырех сварных сеток с шагом $s = 60$ 150 мм и не более $^1/_3$ размера меньшей стороны сечения Размеры ячеек сетки a_1 и b_1 принимают 45 100 мм и не более $^1/_4$ меньшей стороны сечения Продольная рабочая арматура должна проходить внутри контура сеток косвенного армирования, которые располагаются на длине элемента (считая от его торца) а) не менее $20d$, если продольную арматуру выполняют из гладких стержней; б) не менее $10d$ – из стержней периодического профиля (d – наибольший диаметр продольной арматуры) Сварные сетки изготовляют из стали классов Вр-I, A-I, A-II и A-III диаметром не более 14 мм

6. Консоли. Консоли на колоннах устраивают для опирания различных примыкающих конструкций (ригели, прогоны и пр.) Консоли могут быть одно- и двусторонние Последние устраивают в одной плоскости В перпендикулярной

плоскости консоли делают в виде стальных столиков, предусматривая закладные детали для их крепления

При вылете 100 150 мм консоль принимают прямоугольной (рис 76, *а*), а более 150 мм – трапециевидной (с вутом под углом 45°, рис 76, *б*) Ширину консолей принимают равной ширине колонн Исключением являются консоли, устраиваемые на широких подколонниках для опирания фундаментных балок Высоту консоли и ее арматуру назначают по расчету В промышленно-гражданском строительстве применяют в основном трапециевидные короткие консоли ($l \geqslant \geqslant 200$ мм, $l/h_0 \leqslant 0{,}9$). Высоту сечения h опорной части консоли принимают не более 0,8 высоты опирающихся на нее ригелей (балок, прогонов), а высоту сечения h_1 у свободного края – не менее 150 мм или $^1/_3\,h$

Поперечное армирование коротких консолей выполняют следующим образом при $h \leqslant 2{,}5a$ консоль армируют наклонными хомутами по всей высоте (рис 76, *в*), при $h > 2{,}5a$ – отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте (рис 76, *г*), при $h > 3{,}5a$ и $Q \leqslant \leqslant 2{,}5R_{bt}bh_0$ – отогнутые стержни допускается не устанавливать, h_0 принимают в опорном сечении консоли

Во всех случаях шаг хомутов в консоли принимают не более 150 мм и $h/4$, диаметр отогнутых стержней – не более 25 мм и $^1/_{15}$ длины отгиба $l_{s\ inc}$ (рис 76, *г*)

Суммарная площадь сечения отогнутых стержней и наклонных хомутов, пересекающих верхнюю половину линии длиной l, соединяющей точки приложения силы Q и сопряжения нижней грани консоли и колонны (рис 76, *г*), должна быть не менее $0{,}002bh_0$

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли заводят за грань колонны на l_{an} и в любом случае доводят до противоположной грани колонны (рис 77, *а*) У свободного конца консоли предусматривают анкеровку продольной арматуры в случаях, если расстояние l от центра приложения груза Q до края прямого стержня меньше $15d$ – при бетоне класса ниже В25, $10d$ – при бетоне класса В25 и выше

Анкеровку выполняют приваркой уголков к этой арматуре (рис 77, *б*) Анкеровка рабочей продольной арматуры у свободного конца консоли необязательна, если опирающиеся сборные балки идут вдоль вылета консоли и если стыки этих балок надежно замоноличены При этом верхняя арматура в балках предусмотрена, как в раме с жесткими узлами, а нижняя арматура приварена через закладные детали к арматуре консолей Хомуты ромбического очертания и шпильки поперечной арматуры колонны в пределах консоли не предусматривают

При ограниченной высоте консоли допускается применение жесткой арматуры по рис 77, *в*

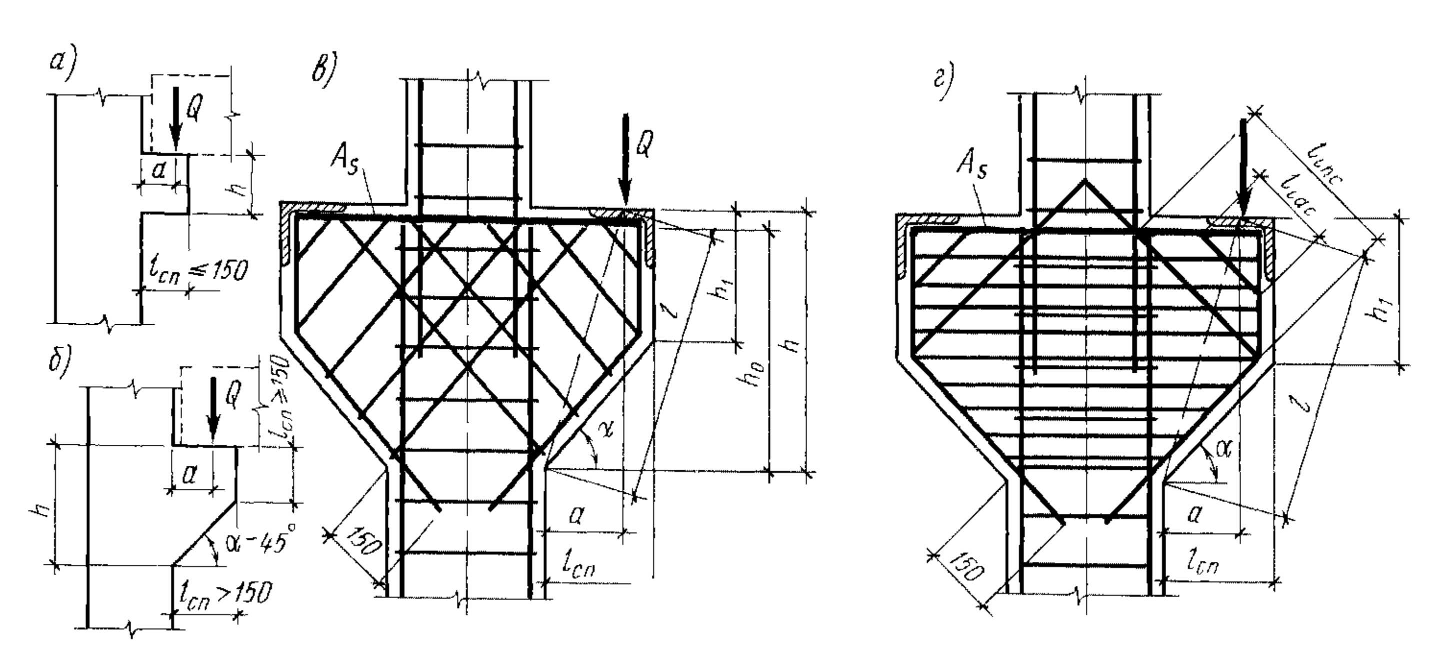


Рис 76 Короткие консоли колонн

а – прямоугольная консоль *б* – консоль с вутом *в* – армирование наклонными хомутами *г* – армирование отгибами и горизонтальными хомутами

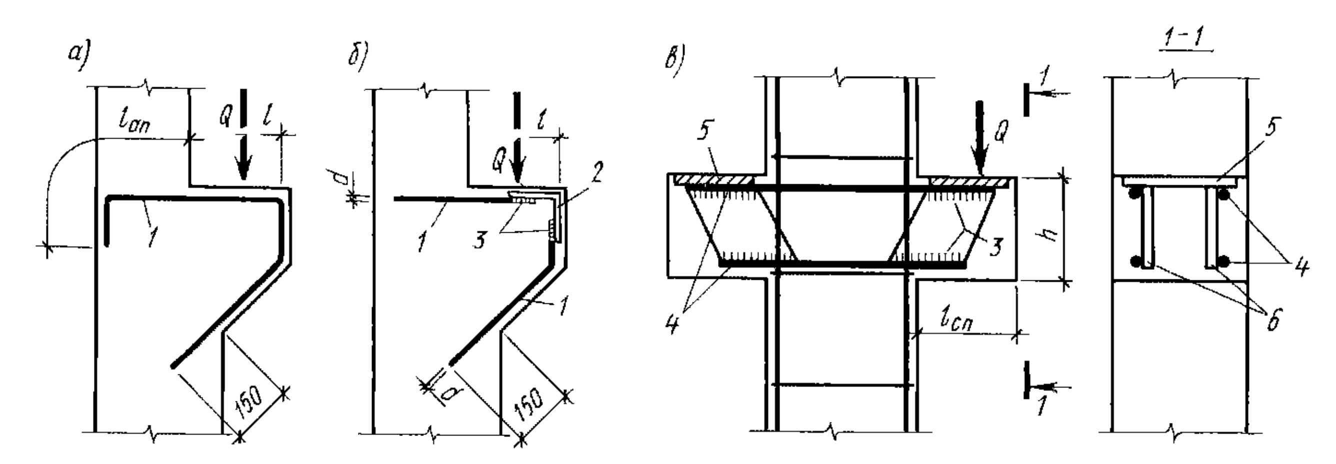


Рис 77 К армированию консолей

а – без дополнительной анкеровки у свободного конца консоли; *б* – с дополнительной анкеровкой у свободного конца консоли, *в* – жесткая арматура, *1* – продольная рабочая арматура; *2* – стальной уголок *3* – дуговая сварка *4* – стержни диаметром не менее 16 мм *5 6* – соответственно опорные и вертикальные пластины толщиной не менее 10 мм

Глава 4

Основы теории сопротивления железобетона

§ 21. Понятие о теории сопротивления железобетона

1. Задачи теории сопротивления железобетона. Теория железобетона является частью механики твердого тела, изучающей железобетон – сложный комплексный анизотронный упруго-пластично-ползучий материал, составленный из двух различных по своим прочностным и деформативным характеристикам (бетон и стальная арматура) материалов, воспринимающих силовые и несиловые воздействия как одно монолитное целое Главная задача теории железобетона состоит в изучении и оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, в представлении инженеру научно обоснованных средств для проектирования долговечных, надежных и экономичных железобетонных конструкций

Базисной частью теории железобетона считается ее раздел, называемый теорией сопротивления железобетона Основная ее задача состоит в создании и совершенствовании методов расчета прочности, трещиностойкости и жесткости нормальных, пространственных и наклонных сечений элементов железобетонных конструкций по изгибающим M и крутящим T моментам, поперечным Q и продольным N силам, возникающим в сечениях под воздействием внешней нагрузки Конечная цель расчета нормальных, наклонных и пространственных (на действие крутящего момента) сечений элементов заключается в определении площади сечения арматуры по принятым из опыта проектирования эффективной форме и площади нормального сечения элемента, классу бетона, классу арматуры и схемы ее размещения или, наоборот, в определении площади нормального сечения элемента по принятым из опыта проектирования эффективной площади сечения рабочей арматуры и классу бетона, классу арматуры и схемы ее размещения Определенное расчетом соотношение площади сечения арматуры к площади нормального сечения элемента должно соответствовать минимуму стоимости элемента и конструкции в целом В задачу теории сопротивления железобетона входит также создание и совершенствование методов расчета на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв)

Теория железобетона развивается как прикладная наука, обобщая экспериментальные исследования и достижения практики строительства Практическим выходом теории железобетона являются периодически переиздаваемые строительные нормы и правила (СНиП), которые в государственном порядке закре-

пляют достигнутые успехи в проектировании, возведении и эксплуатации железобетонных конструкций

Линейная зависимость между напряжениями и деформациями (закон Гука) при загружении железобетона нарушается даже при небольших напряжениях в нем (см. рис. 22) С ростом внешней нагрузки в нормальных сечениях по длине элементов железобетонных статически неопределимых (неразрезных) конструкций происходит перераспределение напряжений за счет нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями и ползучести железобетона

Теория железобетона базируется на экспериментальных исследованиях, требования к которым все время повышаются

Теорию сопротивления железобетона строят с учетом особенностей напряженно-деформированного состояния элементов на различных стадиях нагружения их внешней нагрузкой При этом определение предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси элемента, производят, исходя из следующих предпосылок· сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю, сопротивления бетона сжатию принимают равными R_b, равномерно распределенными по сжатой зоне сечения, деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны сечения с учетом деформаций (напряжений) от предварительного напряжения, растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s, сжимающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc}

2. Стадии напряженно-деформированного состояния элементов без напрягаемой арматуры. Пластический шарнир. При изгибе, центральном и внецентренном растяжении, внецентренном сжатии с двузначной эпюрой напряжений, когда внешняя нагрузка возрастает от нуля до разрушающей, в опасной зоне по длине элементов последовательно наблюдают три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (рис 78), отличающиеся между собой как в количественном, так и в качественном отношении

● Под стадией I понимают напряженно-деформированное состояние элемента до образования трещин в его растянутой зоне, т е когда бетон растянутой зоны сохраняет сплошность и работает под воздействием нагрузки квазиупруго (напряжения почти пропорциональны деформациям, рис 78, *а*), деформации растянутой зоны не превосходят значения $\varepsilon_{btu} = R_{btn}/E_b$, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения близки к треугольным Усилия в растянутой зоне в основном воспринимает бетон Роль растянутой рабочей арматуры незначительна, напряжения в ней $\sigma_s \leqslant 2\alpha R_{bt,ser} \leqslant 30$ МПа (см § 1), т е во много раз ниже предела текучести арматуры σ_y Стадию I называют стадией упругой работы элемента (упругой стадией). Она наступает при относительно малой внешней нагрузке (15 20% разрушающей)

Вследствие участия в работе бетона растянутой зоны арматуры, нулевая линия лежит ниже центральной оси балки С увеличением нагрузки интенсивно раз-

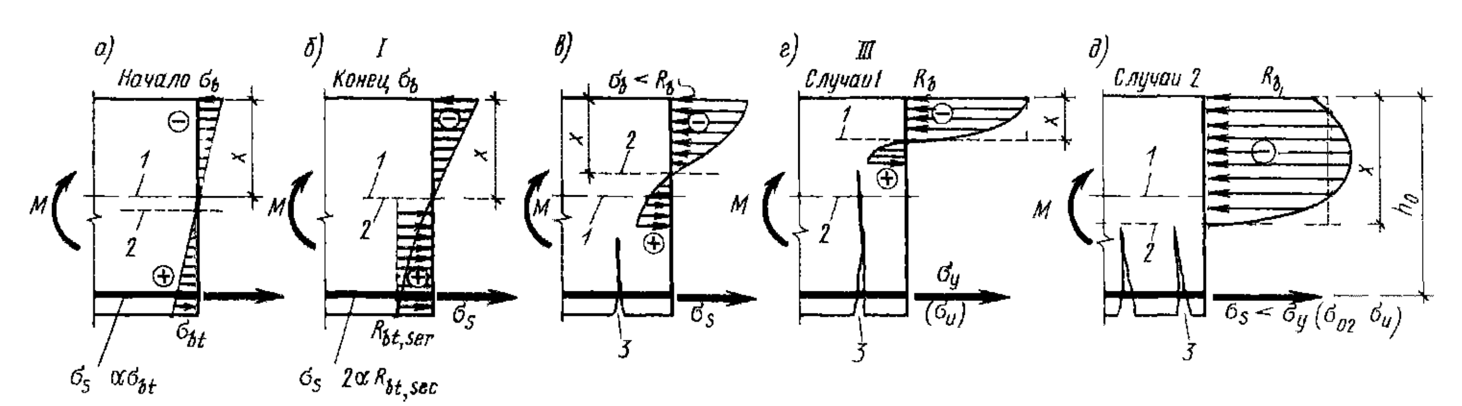


Рис 78 Стадии напряженного состояния изгибаемого элемента без ненапрягаемой арматуры
1 – центральная ось, *2* – нулевая линия, *3* – трещины

виваются неупругие деформации в растянутой зоне элемента, эпюра напряжений в ней становится криволинейной, величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение Когда деформации удлинения крайних растянутых волокон достигнут предельной величины $\varepsilon_{btu} \approx 15\ 10^{-5}$, наступает конец стадии I

За расчетную эпюру стадии I принимают треугольную эпюру напряжений в сжатой зоне и прямоугольную с ординатой $R_{bt,\,ser}$ в растянутой зоне нормального сечения (рис 78, *б*)

По стадии I рассчитывают элементы на образование трещин и деформации (перемещения) – до образования трещин

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины и он постепенно из работы выключается Наступает новое напряженно-деформированное состояние элемента – активное образование и раскрытие трещин в бетоне его растянутой зоны Трещины распространяются почти до нулевой линии и оканчиваются в тех местах, где растягивающие напряжения близки к временному сопротивлению бетона на растяжение σ_{tu}

● Под стадией II понимают напряженно-деформированное состояние элемента, когда в бетоне его растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины В местах трещин растягивающие усилия в основном воспринимает арматура и частично бетон над трещиной (рис 78, *в*), а на участках между трещинами – арматура и бетон совместно, так как на этих участках сцепление арматуры с бетоном не нарушается По мере возрастания нагрузки в местах трещин начинают появляться заметные неупругие деформации арматуры, свидетельствующие о приближении напряжений в арматуре к пределу текучести σ_y, т е конце стадии II

По мере удаления от краев трещины растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре – уменьшаются Однако бетон в растянутой зоне играет малую роль, хотя и оказывает влияние на работу арматуры, уменьшая ее деформации

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций бетона постепенно искривляется Величина максимального напряжения постепенно перемещается с края в глубину сечения (рис 78, *в*), а нулевая линия поднимается вверх

Стадия II сохраняется значительное время и характерна для эксплуатационных нагрузок ($\approx 65\%$ разрушающих), так как при эксплуатации многих элементов допускается появление трещин По стадии II рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну (жесткость) элементов На стадии II основан старый метод расчета сечений – по допускаемым напряжениям (с преобразованием криволинейной эпюры в бетоне сжатой зоны в треугольную)

● Под стадией III понимают стадию разрушения железобетонного элемента. По продолжительности она самая короткая Напряжения в арматуре достигают физического или условного предела текучести (рис 78, *г*), а в бетоне – временного сопротивления осевому сжатию Криволинейность эпюры нормальных напряжений сжатия становится ярко выраженной и приближается по очертанию к кубической параболе или параболе более высокого порядка. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается

Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны элементов из высокопрочного бетона в момент разрушения может не очень отличаться от треугольной

Различают два характерных случая разрушения элемента

● Под случаем 1 (см рис 78, *г*) понимают пластический характер разрушения нормально армированного элемента вследствие замедленного развития местных пластических деформаций арматуры Разрушение начинается с проявления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и интенсивно уменьшается высота бетона сжатой зоны сечения за счет развития трещин по высоте элемента и проявления неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны над трещиной Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, деформируется (искривляется) практически при постоянном предельном момен-

те Поэтому такие участки носят названия *пластических шарниров* Конкретизация напряжений в элементе при разрушении дает возможность получить расчетные формулы для определения прочности изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов на основании условий статического равновесия внешних сил и внутренних усилий в рассматриваемом сечении Процесс разрушения может быть постепенным и сопровождаться снижением напряжений в крайнем сжатом волокне за счет нисходящей ветви диаграммы «σ – ε» (см § 9)

При слабом армировании растянутой зоны нулевая линия поднимается кверху сечения, а при сильном – опускается вниз Напряжения в сжатой зоне сечения достигают временного сопротивления осевому сжатию и происходит его раздробление Если процент армирования ниже граничного (см ниже), то несущая способность сжатой зоны остается не исчерпанной Резерв прочности возрастает по мере уменьшения процента армирования по сравнению с граничным значением

К случаю 1 относится также хрупкое разрушение элементов, армированных высокопрочной проволокой, так как разрыв последней из-за малого относительного удлинения при растяжении ($\approx 4\%$) происходит одновременно с раздроблением бетона сжатой зоны элемента Поэтому применение сталей с относительным удлинением при растяжении менее 4% для армирования элементов вообще не рекомендуется

● Случай 2 (рис 78, *д*) наблюдают при разрушении элементов с избыточным содержанием растянутой арматуры Разрушение таких элементов всегда происходит внезапно (хрупкое разрушение) от полного исчерпания несущей способности бетона сжатой зоны, при неполном использовании прочности дефицитной растянутой арматуры Несущая способность такого элемента практически перестает быть зависимой от площади продольной арматуры, а является функцией прочности бетона, формы и размеров сечения

Под нормально армированными понимают элементы, в которых полностью используется несущая способность дефицитной арматуры Элементы, разрушающиеся по случаю 2, называют переармированными, потому что несущая способность арматуры в них полностью не используется

В несущих конструкциях промышленно-гражданского строительства применяют преимущественно нормально армированные элементы, поэтому переармированные элементы в учебнике подробно не рассматриваются Переармирование элементов допускают только в тех случаях, когда площадь сечения рабочей продольной арматуры лимитирует расчет по второму предельному состоянию или когда арматура принята по конструктивным соображениям

По длине нормально армированного элемента имеются нормальные сечения, испытывающие различные стадии напряженно-деформированного состояния стадию I – в сечениях с наименьшими изгибающими моментами, стадию II – в сечениях с большими изгибающими моментами, стадию III – в сечениях с максимальными (расчетными) изгибающими моментами

Нулевая линия сечения с последовательной сменой стадий напряженно-деформированного состояния элемента постепенно перемещается кверху Как только напряжения в крайних верхних волокнах сечения достигнут временного сопротивления сжатию (рис 78, *г*), нулевая линия начнет постепенно перемещаться книзу вплоть до граничного значения высоты сжатой зоны x_R

3. Стадии напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных элементов. Напряженно-деформированные состояния предварительно напряженных элементов после образования трещин в бетоне растянутой зоны сходны с элементами без предварительного напряжения Напряженно-деформированное состояние центрально растянутых элементов приведено на рис 15, а изгибаемых с натяжением арматуры на упоры – на рис 79 Основная разница проявляется в стадии I. Она заключается в том, что нагрузка, вызывающая образование первых трещин в предварительно напряженных конструкциях, вследствие погашения предварительного обжатия бетона (см рис 18, *д*) в 2   3 раза превосходит такую же нагрузку железобетонных

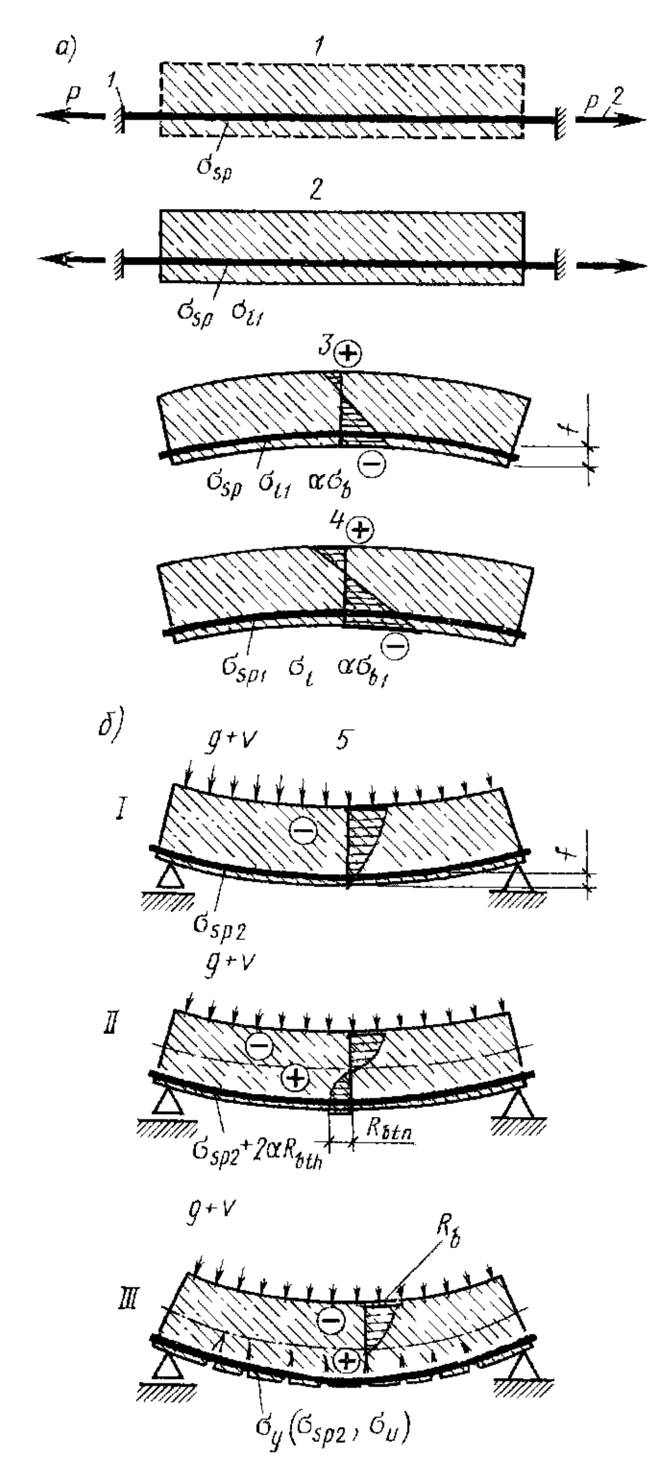


Рис 79 Стадии напряженного состояния изгибаемого элемента с напрягаемой арматурой
а – до загружения элемента внешней нагрузкой *б* – то же после загружения *1* – упор 2 – сила натяжения

конструкций без предварительного напряжения Вследствие суммирования в сжатой зоне сечения напряжений предварительного обжатия бетона и сжимающих напряжений от изгиба элемента внешней нагрузкой напряжения в ней и высота сжатой зоны значительно увеличиваются (рис 79, *б*)

Интервал между стадиями I и III существенно сокращается К моменту разрушения предварительные напряжения в арматуре вследствие деформаций ползучести полностью погашаются (см рис 15) (при условии использования арматуры, рекомендованной нормами) и не оказывают влияния на конечную прочность элемента, последние исследования показывают, что прочность элементов несколько возрастает вследствие наклепа арматуры при предварительном натяжении, в расчетах это учитывают γ_{s6}

До начала стадии I предварительно напряженные конструкции испытывают несколько качественно отличных между собой напряженно-деформированных состояний

● Состояние 1 – арматуре задано контролируемое предварительное напряжение $\sigma_{con\,1} = (\varepsilon_{sp} + \varepsilon_b) E_{sp}$ (см рис 15, *а*), произведены анкеровка ее концов в неподвижных упорах и бетонирование элемента (см рис 79, *а*, 1), $\sigma_{con\,1} = \sigma_{sp}$

● Состояние 2 – вследствие релаксации напряжений стали, податливости зажимов и упоров, разности температуры арматуры и упоров и деформации формы предварительные напряжения арматуры σ_{sp} уменьшаются на величину первых потерь σ_{l1} $(\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1})$, т е потерь, происходящих до предварительного обжатия бетона (рис 79, *а*, 2)

● Состояние 3 – после того как бетон набрал передаточную прочность R_{bp}, произвели отпуск концов арматуры Она, стремясь восстановить первоначальную длину, благодаря сцеплению арматуры с бетоном надежно обжимает последний Напряжения в арматуре за счет быстронатекающей ползучести и упругого обжатия бетона уменьшаются соответственно на величину $\alpha\sigma_b$ (см рис 15, *а*) Вследствие внецентренного обжатия сечения элемента напрягаемой арматурой он получает предварительный выгиб f_{cp} от усилия предварительного обжатия бетона (рис 79, *а*, 3)

Предварительное напряжение в арматуре A_{sp}

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \alpha\sigma_b \qquad (116)$$

Напряжения предварительного обжатия бетона σ_b определяют по формуле (91) Напряжения $\alpha\sigma_b$ являются обратимыми потерями, так как при приложении внешней нагрузки, вызывающей растягивающие напряжения $\sigma_t = \sigma_b$, напря-

жения в арматуре повысятся на величину $\alpha\sigma_t = \alpha\sigma_b$ и составят $\sigma_{sp} - \sigma_{l1}$ В ненапрягаемой арматуре преднапряженных элементов вследствие проявления быстронатекающей ползучести напряжения составят $\sigma_s = \sigma_6$.

● Состояние 4 – из-за проявления деформаций усадки и ползучести бетона предварительное напряжение арматуры σ_{sp1} уменьшается на величину вторых потерь σ_{l2}, т е потерь, происходящих после обжатия бетона В результате произойдет полное проявление всех потерь и предварительные напряжения в арматуре

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \alpha\sigma_b - \sigma_{l2}, \qquad (117)$$

где σ_b – установившиеся напряжения предварительного обжатия бетона, определяют по формуле (91) с учетом проявления всех потерь

В ненапрягаемой арматуре вследствие проявления усадки и ползучести бетона сжимающие напряжения возрастут и составят

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$$

Для ненапрягаемой арматуры сжатой (растянутой при обжатии) зоны сечения напряжения условно принимают $\sigma'_s = 0$

С установившимися предварительными напряжениями растяжения σ_{sp2} в арматуре и обжатия σ_{b2} в бетоне растянутой (под воздействием внешних нагрузок) зоны предварительно напряженный элемент поступает на стройку

Напряженно-деформированные состояния 1 4 в расчетном сечении предварительно напряженного элемента проявляются до его загружения внешней нагрузкой

● Состояние 5 – элемент загружают внешней нагрузкой $q = g + v$ Постепенно возрастая, q по аналогии с центрально-растянутыми предварительно напряженными элементами (см рис 15) полностью погашает предварительное обжатие бетона σ_{b2} в расчетном сечении изгибаемого элемента

В этот момент напряжения в напрягаемой арматуре

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} \qquad (118)$$

Напряжения в ненапрягаемой арматуре остаются прежними

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$$

С этого момента работа предварительно напряженной балки качественно не отличается от работы изгибаемого элемента с ненапрягаемой арматурой и с дальнейшим ростом внешней нагрузки состояние 5 последовательно переходит в стадии I, II и III (см рис 79)

Несущая способность предварительно напряженных слабоармированных элементов, в которых нормы не допускают образование трещин (1-я категория требований к трещиностойкости), исчерпывается одновременно с образованием трещин Следовательно, в таких элементах успевает проявиться только стадия I Разрушение их происходит от разрыва арматуры растянутой зоны сечения хрупко (высокопрочная проволочная арматура), пластично (стержневая арматура) В целях безопасности эксплуатации таких элементов нормы обязывают увеличивать площадь сечения рабочей арматуры на 15% по сравнению с арматурой, требуемой из расчета по прочности При этом необходимо соблюдать условие $M_{crc} \geqslant M_u$, $\xi < \xi_R$, где M_{crc} – момент трещинообразования, определяемый по формуле (456) с заменой $R_{bt\ ser}$ на $1{,}2R_{bt,ser}$ и при $\gamma_{sp} = 1$, M_u – момент, соответствующий исчерпыванию несущей способности [см формулу (162)]

Напряжение в напрягаемой арматуре к моменту образования трещин в бетоне растянутой зоны сечения (см рис 15, *а*)

$$\sigma_{s\ crc} = \sigma_{sp2} + \sigma_s = \sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt\ ser} \qquad (119)$$

В конце стадии II начинают проявляться неупругие деформации арматуры, которые постепенно погашают ее предварительное напряжение Как только суммарная величина неупругих деформаций арматуры в стадии III достигнет величины предварительной вытяжки арматуры $\varepsilon_{sp} + \varepsilon_b$ (см рис 15), произойдет полное погашение ее предварительного напряжения После этого предварительно напряженный элемент начинает работать под нагрузкой так же, как с ненапрягаемой арматурой Следовательно, как и в центрально-растянутых элементах, предварительное напряжение арматуры никакого влияния на несущую способность изгибаемых элементов не оказывает, если не считать наклепа арматуры,

обусловливаемого ее предварительным напряжением Это позволяет рассчитывать нормальные сечения элементов по прочности на основе единой методики независимо от напряженного состояния арматуры Выигрыш от предварительного напряжения арматуры (кроме обеспечения возможности применять для армирования высокопрочную сталь) заключается в удлинении упругой стадии работы (стадия I, см рис 78, *а*) Если в элементе без предварительного напряжения трещины появляются при внешнем моменте, составляющем 10 15% от разрушающего, то в предварительно напряженном элементе они образуются при нагрузке 70 80% от разрушающей

Начало погашения предварительных напряжений в арматуре зависит от величины отношения σ_{sp2}/σ_y Чем меньше это отношение, тем при большей нагрузке начнется погашение предварительного напряжения и наоборот (рис 80)

В случае $\sigma_{sp2} = \sigma_y$, практически не встречающемся, момент M_{sp2} начала погашения предварительного напряжения арматуры составит 0,6 0,8 от разрушающего момента M_{col} По мере снижения величины σ_{sp2} отношение M_{sp2}/M_{col} приближается к единице

При натяжении арматуры на бетон последовательность и общая картина изменения напряженного состояния элемента остаются те же, что и при натяжении арматуры на упоры Некоторые отличия состоят в назначении величины напряжений, контролируемых при натяжении арматуры, определении потерь напряжений и их распределение между первыми и вторыми потерями (см § 12)

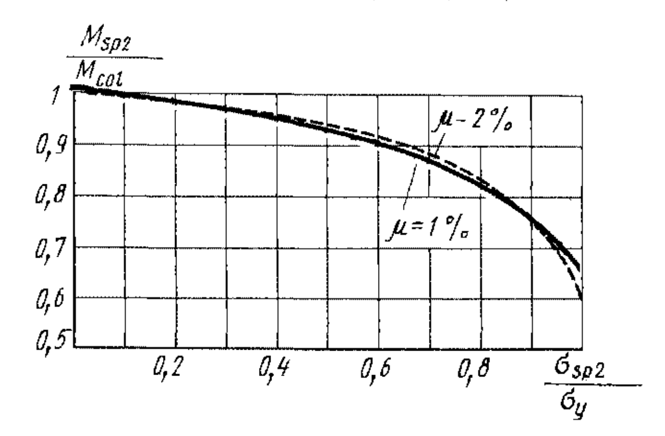


Рис 80 Значение M_{sp2}/M_{col} в зависимости от величины предварительного напряжения арматуры σ_{sp2} и процента армирования μ для элемента прямоугольного сечения

§ 22. Метод расчета сечений по предельным состояниям

1. Сущность метода. Под предельным понимают такое состояние конструкции, после достижения которого дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери несущей способности (предельные состояния первой группы), вследствие недопустимых перемещений и местных повреждений (предельные состояния второй группы)

Метод расчета сечений по предельным состояниям гарантирует, что за период нормальной эксплуатации зданий не наступит ни одно из предельных состояний для конструкции в целом и отдельных ее частей В то же время метод расчета сечений элементов по предельным состояниям имеет и некоторые недостатки неясность в определении общего запаса прочности конструкции в целом, усложнение в сопоставлении расчетных величин с экспериментальными данными, распределение коэффициентов запаса по материалам не позволяет просто учитывать перераспределение усилий между материалами, предположение об одновременном совпадении наибольшего снижения прочности бетона и арматурной стали в наиболее нагруженном сечении элемента мало вероятно

Расчет по предельным состояниям конструкции производят для всех стадий изготовление, хранение, транспортирование, монтаж и эксплуатация Расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждому из перечисленных периодов

Усилия в статически неопределимых конструкциях при расчете по предельным состояниям первой и второй групп определяют, как правило, с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния

Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств железобетона (итерационные методы, метод поправочных коэффициентов), усилия в статически неопределимых конструкциях допускается

определять в предположении их работы в упругой стадии

Сборно-монолитные конструкции, а также монолитные конструкции с жесткой арматурой рассчитывают по прочности, образованию и раскрытию трещин и деформациям для двух стадий их работы а) до приобретения монолитным бетоном заданной прочности на воздействие нагрузки от веса бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции, б) после приобретения монолитным бетоном заданной прочности на нагрузки, действующие на этапе возведения и эксплуатации конструкции

2. Вертикальные нагрузки. К вертикальным относят нагрузки от веса конструкций и временные (полезные) нагрузки Нормативные нагрузки от веса конструкций определяют по размерам элементов в соответствии с плотностью материалов Временные нормативные равномерно распределенные нагрузки принимают в соответствии с нормами в зависимости от назначения помещений (табл 15) или задают в технологической части проекта

С целью учета влияния длительности действия нагрузок на прочность бетона различают постоянные и временные нагрузки Под постоянными понимают нагрузки от собственного веса конструкций, давления грунтов, предварительного напряжения арматуры Под временными понимают максимальные полезные нагрузки и нагрузки от атмосферных воздействий, а также другие нагрузки, действующие на элементы конструкций непостоянно

Задаваемую нормами временную нагрузку учитывают в полной мере при расчете элементов перекрытий с относительно небольшой грузовой площадью Вероятность одновременного загружения больших площадей полной временной нагрузкой весьма мала, что учитывают в расчете умножением временных вертикальных нагрузок на понижающие коэффициенты При расчете балок и ригелей с грузовой площадью A_{tot} нагрузку, указанную в табл 15, по разрешению со-

Таблица 15 **Значения временных равномерно распределенных нормативных нагрузок**

№ п/п	Здания и помещения	Временная равномерно распределенная нормативная нагрузка кН/м²
1	Квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха, пансионатов, больниц и санаториев	1,5
2	Служебные помещения административных учреждений, классные помещения учреждений просвещения, бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные)	2
3	Кабинеты и лаборатории учебных заведений, помещения счетно-вычислительных станций, кухни общественных зданий, технические этажи, подвальные помещения и др	По действующей нагрузке, но не менее 2
4	Залы	
	читальные	2
	обеденные	3
	собраний и совещаний, ожидания, зрительные, концертные,	4
	спортивные, торговые, выставочные и экспозиционные	По действующей нагрузке, но $\geqslant 4$
5	Книгохранилище, архивы, сцены зрелищных предприятий	$\geqslant 5$
6	Трибуны	
	с закрепленными сиденьями	$\geqslant 4$
	для стоящих зрителей	$\geqslant 5$
7	Производственные и складские помещения	
	участки станционного оборудования	$\geqslant 3$
	места складированвя и хранения материалов	$\geqslant 4$
	участки обслуживания и ремонта оборудования	$\geqslant 1,5$
8	Сельскохозяйственные помещения	
	для мелкого скота	$\geqslant 2$
	» крупного »	$\geqslant 5$

ответствующих инстанций, допускается снижать в складах, гаражах и производственных зданиях

а) для помещений, упомянутых в пп 1 и 2 табл 15, умножением на коэффициент (при $A_{tot} < 18$ м^2)

$$a_1 = 0{,}3 + 3/\sqrt{A_{tot}}, \qquad (120)$$

б) для помещений, упомянутых в п 4 табл 15, умноженный на коэффициент (при $A_{tot} > 36$ м^2)

$$a_2 = 0{,}5 + 3/\sqrt{A_{tot}} \qquad (121)$$

При расчете колонн, стен, фундаментов и оснований нагрузки, приведенные в табл 15, допускается снижать

а) для помещений, упомянутых в пп 1 и 2 табл 15, умножением на коэффициент

$$\eta_1 = 0{,}3 + 0{,}6/\sqrt{n}, \qquad (122)$$

б) для помещений, упомянутых в п 4 табл 17, умножением на коэффициент

$$\eta_2 = 0{,}5 + 0{,}6/\sqrt{n} \text{ при } n \geqslant 2, \qquad (123)$$

где n — число учитываемых в расчете полностью загруженных перекрытий (над рассматриваемым сечением), при $n = 1$ и $\eta_2 = 1$

В зависимости от продолжительности и характера действия различают длительные временные нагрузки, кратковременные и особые Такое разделение позволяет учесть разное сопротивление бетона длительному и кратковременному действию нагрузок (разница в среднем 15%)

Под временными длительными понимают нагрузки от стационарного оборудования и хранимых материалов, давления газов, жидкостей и сыпучих тел, типовые нагрузки на перекрытия в помещениях зданий, воздействия от усадки и ползучести бетона; температурные воздействия Длительность действия нагрузки значительно снижает трещиностойкость и увеличивает деформации элементов Для учета этого расчетом к длительным нагрузкам относят следующие части кратковременных нагрузок 1) от одного мостового или подвесного крана (умноженного на 0,6 — для кранов среднего режима работы, 0,8 — для кранов тяжелого режима работы); 2) нагрузку от снегового покрова s для III . VI климатических районов, уменьшенную на 700 Н/м^2, $s_l = (s - 700)$, Н/м^2, 3) нагрузку на перекрытия зданий 500 Н/м^2 — для жилых помещений и 1000...2000 Н/м^2, или 50% от кратковременных нагрузок, — для служебных помещений (см СНиП 2 01.07—85)

Под кратковременными понимают нагрузки от деталей и людей, нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий, нагрузки от транспортных средств, подвесных и мостовых кранов, нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортирования и монтаже конструкций, снеговые, ветровые и гололедные нагрузки за вычетом соответствующих длительных частей временных нагрузок Например, если нагрузка от снегового покрова s составляет 1500 Н/м^2, то длительная нагрузка s_l от него будет $1500 - 700 = 800$ Н/м^2, а кратковременная $s_{sh} = 1500 - 800 = 700$ Н/м^2

При расчете колонн, стен и фундаментов многоэтажных зданий вертикальные кратковременные нагрузки уменьшают посредством умножения на коэффициент сочетания нагрузок

$$\eta = \alpha + 0{,}6/\sqrt{n}, \qquad (124)$$

где α — коэффициент, принимают 0,3 для жилых домов, служебных зданий, общежитий и 0,5 — для производственных, читальных, собраний, торговых залов; n — число загруженных перекрытий над рассчитываемым элементом, при $n = 1$ $\eta = 1$, при $n \geqslant 9$ $\eta = 0{,}7$

К особым относят нагрузки от сейсмических и взрывных воздействий, воздействий, вызываемых резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправимостью или поломкой оборудования, от воздействий, вызываемых неравномерной деформацией оснований (при просадочных грунтах, замачивании грунтов или оттаивании вечномерзлых грунтов, горных выработках или карстах)

3. Горизонтальные нагрузки. Для многоэтажных зданий основной горизонтальной нагрузкой является действие ветра на их наружные стены. Она состоит из двух частей — статической и динамической

Статическая составляющая представляет собой осредненный во времени скоростной напор ветра на здание Нормативное значение статической составляющей ветровой нагрузки

$$q_s = q_0 c \delta \gamma_f, \tag{125}$$

где q_0 – скоростной напор при $\gamma_f = 1$ на высоте 10 м над поверхностью земли, задаваемый нормами в зависимости от географического района строительства, c – аэродинамический коэффициент, $c = 1{,}4$ для зданий с прямоугольным или близким к прямоугольному планом и по экспериментальным данным со сложным планом, δ – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора от высоты и типа местности

При расчетных ветровых нагрузках коэффициент надежности $\gamma_f = 1{,}2$ Динамическая составляющая ветровой нагрузки характеризует влияние сил инерции, возникающих при колебаниях здания от пульсации турбулентного ветрового потока (для зданий высотой более 40 м) Нормативное значение динамической составляющей ветровой нагрузки для многоэтажных зданий с равномерно распределенной массой при учете только первой формы собственных колебаний

$$q_d = q_s \chi \nu \xi_1 \gamma, \tag{126}$$

где q_s – нормативное значение статической составляющей ветровой нагрузки при $\gamma_f = 1$ на уровне верха здания, χ – коэффициент, учитывающий первую форму собственных колебаний здания, ν – коэффициент, учитывающий пространственную корреляцию пульсации скорости ветра по высоте и фронту здания, ξ_1 – коэффициент динамичности, γ – коэффициент пульсации скоростного напора для верха здания

Нормативное значение динамической составляющей ветровой нагрузки с учетом инерционных сил, приложенных в середине участка с номером j при колебаниях сооружения по i-й форме,

$$Q_{dk_{ij}} = m_j \xi_i \eta_{ij} \nu, \tag{127}$$

где m_j – масса i-го участка, сосредоточенная в его середине, кг с^2/м^2; ξ_i, ν – см в формуле (126), η_{ij} – приведенное ускорение середины j-го участка, м/с^2

Приведенное ускорение

$$\eta_{ij} = a_{ij} \sum_{n=1}^{r} a_{in} Q_{skn} \gamma / \left(\sum_{n=1}^{r} a_{in}^2 m_n\right), \tag{128}$$

где m_n – масса участка, a_{ij}, a_{in} – относительные ординаты, соответствующие середине j-го и n-го участков, при колебании сооружения по i-й форме, Q_{skn} – равнодействующая нормативной ветровой нагрузки на n-й участок, r – число участков, γ – коэффициент пульсации скоростного напора для середины n-го участка (см СНиП 2 01 07–85)

Суммарный изгибающий момент от статической и динамической составляющих

$$\chi = \chi_s + \sqrt{\sum_{i=1}^{s} (\chi_{di})^2}, \tag{129}$$

где χ_s – изгибающий момент, поперечная или продольная сила, перемещение от статической составляющей ветровой нагрузки, χ_{di} – то же, от динамической составляющей ветровой нагрузки при колебаниях по i-й форме, s – число учитываемых в расчете форм колебаний

В большинстве случаев для зданий с прямоугольным планом, расчетными являются два основных направления ветровой нагрузки – продольное и поперечное, при этом нагрузка каждого из направлений имеет два знака

Учет воздействия ветра на многоэтажные здания (особенно повышенной этажности) является весьма сложной проблемой, так как высокие и протяженные здания имеют плохо обтекаемые формы поперечных сечений и обладают зачастую большой гибкостью и малой величиной конструкционного демпфирования колебаний

Помимо динамической составляющей ветровой нагрузки, вызываемой пульсациями скоростного напора, следует указать еще на два вида возбуждения колебаний высоких зданий, возникающих при взаимодействии сооружения с потоком ветра

● Первое – вихревое возбуждение колебаний (ветровой резонанс) Необходимо производить поверочный расчет на резонанс, возникающий при таких скоростях ветра, когда частота срыва вихрей совпа-

дает с собственной частотой колебания здания

● Второе – явление общепринято называть галопированием Галопированию подвержены плохообтекаемые гибкие конструкции с аэродинамическими неустойчивыми поперечными сечениями Указания по расчету и мероприятия по уменьшению колебаний такого вида устанавливают на основании данных аэродинамических испытаний

Сейсмические воздействия на многоэтажные здания так же, как и ветровые воздействия, характеризуются возникновением сил инерции, преимущественно горизонтальных Практическая методика расчета зданий на сейсмические воздействия приведена в Руководстве по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах (М , 1970)

Рассчитывая многоэтажные здания на сейсмические воздействия, следует помнить, что в отличие от ветровой нагрузки период собственных колебаний T непосредственно определяет величину сейсмических сил, причем увеличение жесткости здания уменьшает T и увеличивает сейсмическую нагрузку

4. Нормативные и расчетные нагрузки. Под нормативными понимают нагрузки, устанавливаемые нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям Нормативные нагрузки от собственного веса конструкций определяют по размерам элементов в соответствии с плотностью материалов Временные нормативные равномерно распределенные нагрузки принимают в соответствии с нормами в зависимости от назначения помещений (см табл 15) или задают в технологической части проекта

Под расчетными понимают нагрузки, используемые в расчетах конструкций на прочность и устойчивость Их получают умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке $q = q_n \gamma_{fq}$

Коэффициент надежности γ_{fg} для нагрузок от собственной массы строительных конструкций принимают равным а) с плотностью более 1800 кг/м^3 $\gamma_{fg} = 1{,}1$, б) с плотностью 18 кг/м^3 и менее $\gamma_{fg} = 1{,}2$, в) изоляционные и выравнивающие слои, насыпные грунты $\gamma_{fg} = 1{,}3$.

Коэффициент надежности γ_{fv} для нагрузок на перекрытия и лестницы (временных нагрузок) принимают равным. а) при нормативной нагрузке менее 1 кН/м^2 $\gamma_{fv} = 1{,}4$, б) то же, 2 5 кН/м^2 $\gamma_{fv} = 1{,}3$; в) то же, 5 кН/м^2 и более $\gamma_{fv} = 1{,}2$

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_{fv} принимают в зависимости от отношения массы крыши к массе снегового покрова

q/v	1 и более	0,8	0,6	0,4 и менее
γ_{fv}	1,4	1,5	1,55	1,6

5. Степень ответственности зданий. Степень ответственности зданий оценивают размером материального и социального ущерба при их преждевременном разрушении При проектировании степень ответственности зданий учитывают умножением расчетной нагрузки на коэффициент надежности γ_n по назначению, принимаемый в зависимости от класса ответственности зданий для класса 1 (главные корпуса ТЭС, АЭС, телевизионные башни, промышленные трубы, высотой более 200 м и др) $\gamma_n = 1$, для класса 2 (здания промышленного и гражданского строительства, не входящие в классы 1 и 3) $\gamma_n = 0{,}95$, для класса 3 (одноэтажные жилые дома, различные склады без процессов сортировки и упаковки, временные здания и сооружения) $\gamma_n = 0{,}9$

6. Предельные состояния первой группы. ● Расчет сечений элементов по предельным состояниям первой группы должен обеспечить конструкцию 1) от хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением), 2) усталостного разрушения (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки), 3) потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т д) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, расчет на всплытие), 4) разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней

среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания)

Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы производят

● Случай а – на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия (ветровые и крановые, от транспортных средств, нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении, транспортировании и возведении), а также на действие особых нагрузок, в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению R_b и R_{bt}, приведенные в прилож 3 и 4, принимают с коэффициентом $\gamma_{b2} = 0{,}9$

● Случай б – на действие всех нагрузок, включая нагрузки непродолжительного действия, в этом случае расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}, приведенные в прилож 3 и 4, принимают с коэффициентом $\gamma_{b2} = 1{,}1$, если при учете особых нагрузок согласно указаниям соответствующих норм вводят дополнительный коэффициент условий работы (например, при учете сейсмических нагрузок), то принимают $\gamma_{b2} = 1$

Если конструкции эксплуатируют в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности окружающего воздуха выше 75 %), то расчет по случаю а производят при $\gamma_{b2} = 1$

Условия прочности элемента должно удовлетворяться как по случаю а, так и по случаю б При отсутствии нагрузок непродолжительного действия, а также аварийных, расчет прочности производят только по случаю а При наличии нагрузок непродолжительного действия или аварийных нагрузок расчет прочности производят только по случаю б, если удовлетворяется условие

$$F_I < 0{,}82 \; F_{II}, \qquad (130)$$

где F_I – усилие (момент M_I поперечная сила Q_I или продольная сила N_I) от нагрузок, используемых при расчете по случаю а, при этом в расчете нормальных сечений внецентренно нагруженных элементов M_I принимают относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или менее сжатый) стержень арматуры, F_{II} – то же, от нагрузок, используемых при расчете по случаю б

Нормы разрешают производить расчет только по случаю б и при невыполнении условия (130), принимая расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} (при $\gamma_{b2} = 1$) с коэффициентом $\gamma_{bl} = 0{,}9 \; F_{II}/F_I$, учитывающим длительность действия нагрузки

Для внецентренно сжатых элементов, рассчитываемых по недеформированной схеме, значения F_I и F_{II} определяют без учета прогиба элемента Для конструкций, эксплуатируемых в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона, условие (130) будет иметь вид – $F_I < 0{,}9 \; F_{II}$, а коэффициент $\gamma_{bl} = F_{II}/F_I$

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их изготовлении, подъеме, перевозке и монтаже, нагрузку от собственного веса элементов вводят в расчет с коэффициентом динамичности 1,4 – при подъеме и монтаже и 1,6 – при транспортировании Коэффициент динамичности нормы разрешают снижать до 1,25, если это подтверждено опытом применения конструкций

Расчет производят по нормальным и наклонным сечениям на воздействие внешних нагрузок, а при наличии крутящих моментов также по наиболее опасным пространственным сечениям Кроме того, производят расчет на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв) Основное условие прочности получают из условия равновесия внутренних и внешних сил в сечениях элементов и выражают неравенством

$$F \leqslant F_u(s, \; R_{bn}, \; \gamma_b, \; \gamma_{bt}, \; R_{sn}, \; \gamma_s, \; \gamma_{st}), \qquad (131)$$

где F – внешнее усилие (продольная сила N, изгибающий момент M, поперечная сила Q), F_u – сумма внутренних предельных усилий, т е теоретическая минимальная несущая способность сечения элемента, s – геометрические характеристики сечения, R_{bn}, R_{sn} – нормативные сопротивления бетона и арматуры; γ_b, γ_s – соответственно коэффициенты надеж-

ности по бетону и арматуре; γ_{bi}, γ_{si} – коэффициенты условий работы бетона и арматуры.

Неравенство (131) показывает, что значения M, Q или N в сечении элемента от внешних нагрузок при самых неблагоприятных условиях не должны превышать его теоретическую минимальную несущую способность Если неравенство (131) не соблюдается, то прочность конструкции не обеспечена

Предельный момент, например, изгибаемого элемента любой симметричной формы (рис 81, *а*) с одиночной арматурой определяют из условия равновесия моментов внешних и внутренних усилий ($\sum M = 0$) относительно любой точки отсчета Приняв за точку отсчета центр тяжести растянутой арматуры или центр тяжести бетона сжатой зоны сечения, получим соответственно выражения предельного момента

$$M_u = R_b A_b z_b = R_b S_{bc}, \quad M_u = R_s A_s z_b = R_s S_s, \tag{132}$$

где z_b – плечо внутренней пары сил; S_{bc} – статический момент площади сжатой зоны сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры, S_s – статический момент площади сечения растянутой арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны сечения

Высоту сжатой зоны x определяют из условия равновесия внешних и внутренних усилий в стадии разрушения ($\sum x = 0$)

$$bxR_b = A_s R_s, \quad x = A_s R_s/(bR_b) \tag{133}$$

На основе равенства (132) получаем основное условие прочности изгибаемого элемента

$$M \leqslant M_u = R_b S_{bc} = R_s S_s \tag{134}$$

Целью расчета элементов конструкций на выносливость является определение напряжений в бетоне и арматуре от расчетной многократно повторяющейся (подвижной или пульсирующей) нагрузки, вызывающей значительный перепад напряжений Выносливость элементов счи-

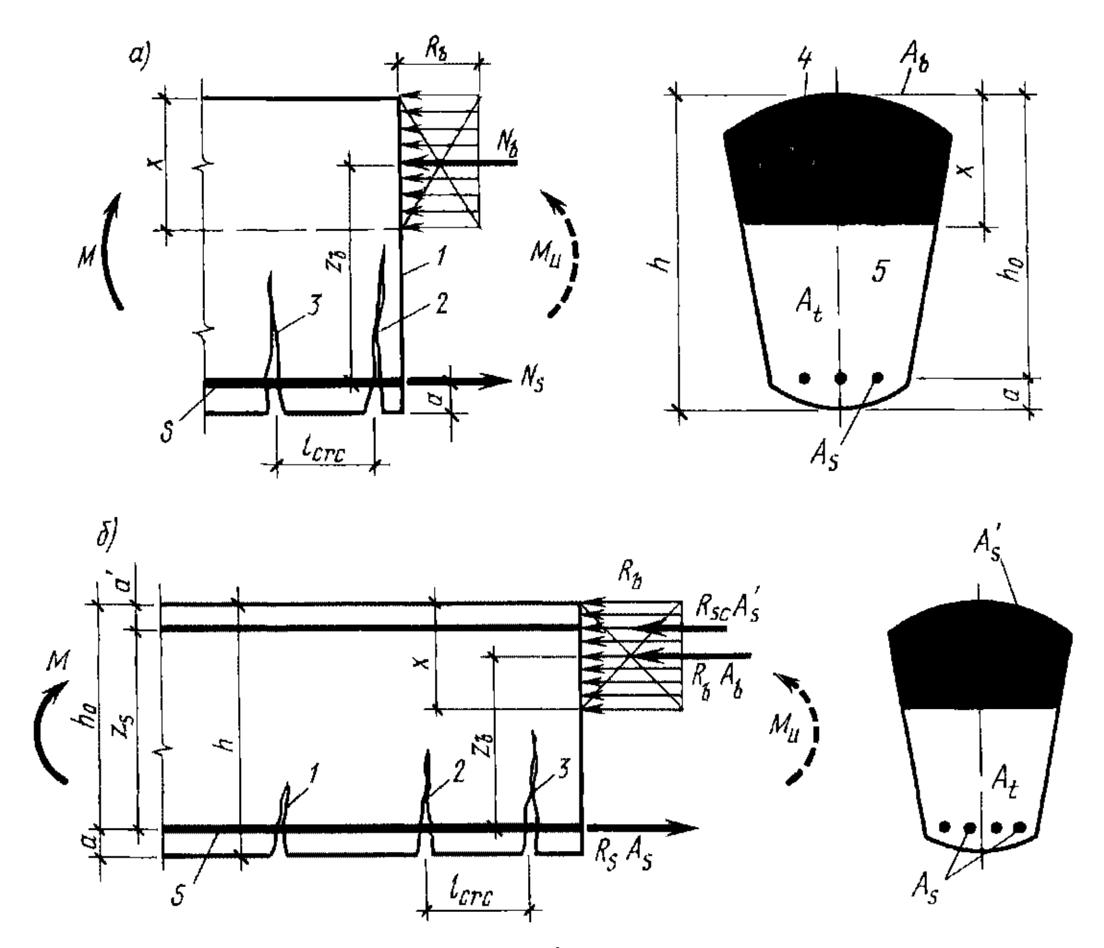


Рис 81 Эпюры напряжений и деформаций в расчетном сечении

M – изгибающий момент от внешней нагрузки, M_u – уравновешивающий момент внутренних усилий (момент сечения), N_b – равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны сечения, N_s – то же, в растянутой арматуре, *1* – расчетное нормальное сечение элемента, на которое действует момент M; *2*, *3* – нормальные трещины, *4* *5* – сжатая (A_b) и растянутая (A_t) зоны сечения *1*

тают обеспеченной, если эти напряжения в их сечениях не превосходят соответствующих расчетных сопротивлений при числе повторений нагрузки порядка 10^5 и более

7. Граничная высота сжатой зоны. Под граничной понимают высоту x_R бетона сжатой зоны сечения (см рис 81, *а, б*), при которой происходит одновременное исчерпание несущей способности бетона сжатой зоны и растянутой арматуры (граница между случаями 1 и 2 разрушения элементов, см рис 78, *г* и *д*), т е предполагается одинаковая прочность сечения по растянутой арматуре и бетону сжатой зоны сечения, значение граничной высоты бетона сжатой зоны x_R определяют по эмпирической формуле, полученной на основе статистической обработки многочисленных данных опытных исследований зависимости ξ_R от σ_s

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \dfrac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \dfrac{\omega}{1{,}1}\right)}, \tag{135}$$

$$\omega = \alpha - 0{,}008R_b, \tag{136}$$

для арматуры с физическим пределом текучести

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}, \tag{137}$$

для арматуры с условным пределом текучести

$$\sigma_{sR} = R_s + 0{,}002E_s - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} =$$
$$= R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}, \tag{138}$$

где ω – характеристика деформативных свойств бетона сжатой зоны, σ_{sR} – предельное напряжение в арматуре растянутой зоны, соответствует физическому σ_y или условному $\sigma_{0,2}$ пределу текучести (рис 82), $\sigma_{sc\ u}$ – предельное сопротивление арматуры сжатию, см формулу (73), $1{,}1 = h/h_0$ – отношение высоты сечения к рабочей высоте, α – коэффициент, 0,85 – для тяжелого бетона, 0,8 – для легкого, поризованного и ячеистого бетона и мелкозернистого бетона группы А, 0,75 – для мелкозернистого бетона групп Б и В, для тяжелого, поризованного и легкого бетона, подвергнутых автоклавной обработке, коэффициент α снижают на 0,05, R_s – расчетное сопро-

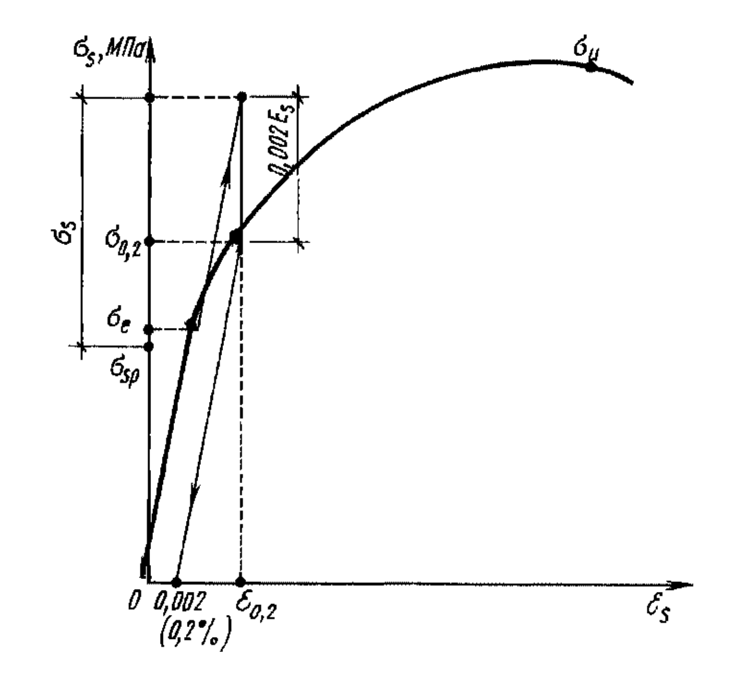


Рис 82 Диаграмма $\sigma_s - \varepsilon_s$ арматуры с условным пределом текучести

тивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, за исключением коэффициента γ_{s6}, $\sigma_{sp} = \gamma_{sp}\sigma_{sp\,2}$ – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента точности $\gamma_{sp} < 1$, так как σ_{sp} не снижает несущую способность элемента, $\Delta\sigma_{sp}$ – при механическом и комбинированных методах предварительного напряжения арматуры классов A-IV, A-V, A-VI,

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp}/R_s - 1200 \geqslant 0, \tag{139}$$

при других методах предварительного напряжения арматуры классов A-IV, A-V, A-VI, а также для арматуры классов B-II, Bp-II, K-7 и K-19 при любых методах предварительного напряжения арматуры значения $\Delta\sigma_{sp} = 0$

Значения ξ_R для арматуры с физическим пределом текучести даны в прилож 17 Опыты показывают, что при $\xi \leqslant \xi_R$ разрушение элементов происходит по случаю 1, а при $\xi > \xi_R$ – по случаю 2

С ростом прочности бетона снижается его деформативность, а следовательно, и способность к перераспределению напряжений по высоте сечения (см рис 78, *д*) Поэтому граничная высота сжатой зоны x для высокопрочных бетонов получается меньшей по сравнению с менее прочными бетонами Уравнение (133) показывает, что при $x < x_R$ повышение площади сечения рабочей арматуры ведет

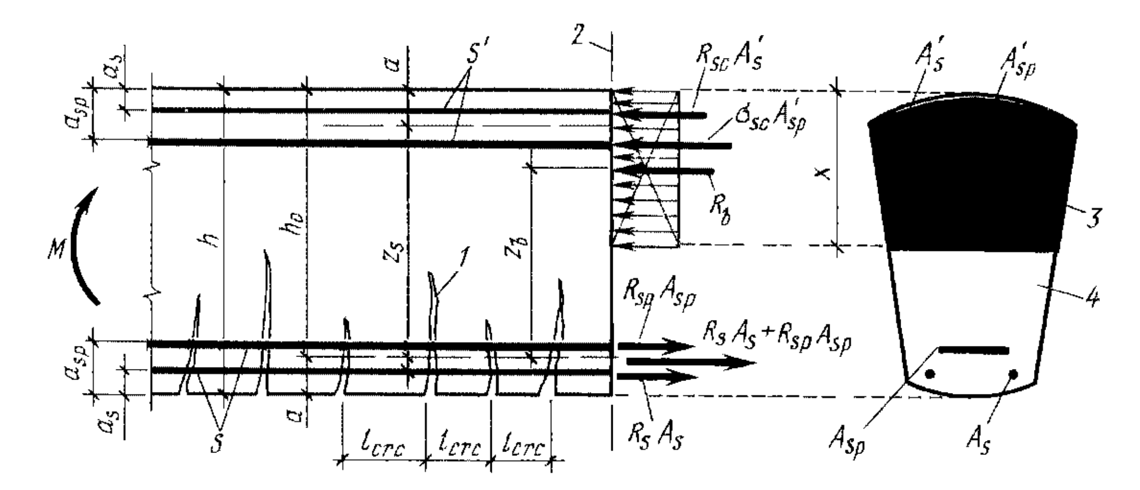


Рис 83 Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении элемента любой симметричной формы.

1 — нормальные трещины; *2* — расчетное сечение, *3* — сжатая зона сечения *4* — то же, растянутая l_{crc} — расстояние между трещинами

к увеличению высоты сжатой зоны сечения и соответствующему увеличению несущей способности элемента Если x достигает значения x_R, то увеличение площади арматуры не увеличивает несущую способность элемента, так как наступает хрупкое разрушение его от раздробления бетона сжатой зоны сечения (случаи 2 разрушения, см рис 78, *д*) Именно поэтому нормы не рекомендуют к применению переармированные элементы, для которых $\xi > \xi_R$ Невыполнение этого условия нормы допускают лишь в случае, когда площадь сечения растянутой арматуры лимитируется расчетом по предельным состояниям второй группы

По мере возрастания высоты сжатой зоны сечения увеличиваются деформации крайних сжатых волокон вплоть до средней предельной величины ($\varepsilon_{b,u} = 0{,}002$), вследствие этого быстро снижается жесткость элемента (возрастает его прогиб) Поэтому элементы с высокими процентами армирования (близким к предельному) необходимо особенно тщательно рассчитывать по второй группе предельных состояний

Для общего случая (рис 83) усилия в сжатой и растянутой зонах сечения будут равны

$$N_b = R_bA_b,\quad N'_s = R_{sc}A'_s,\quad N'_{sp} = \sigma_{sc}A'_{sp},$$
$$N_s = R_sA_s,\quad N_{sp} = \gamma_{s6}R_{sp}A_{sp} \tag{140}$$

8. Определение минимального процента армирования. Минимальные проценты армирования для элементов прямоугольного сечения в зависимости от классов бетона и арматуры (см табл 12) получают из условия равенства их расчетных моментов в бетонном (M_b) и железобетонном (M_{sb}) исполнении

$$M_b = W_{pl}R_{bt\ ser} = (bh_0^2/3{,}5)\,R_{bt\ ser} =$$
$$= M_{sb} = bx(h_0 - 0{,}5x)\,R_b$$

Подставив значения x из выражения (160) и умножив правую часть равенства на h_0/h_0, получим

$$bh_0^2/3{,}5R_{bt\ ser} = bh_0^2R_b\mu\frac{R_s}{R_b}\left(1 - 0{,}5\mu\frac{R_s}{R_b}\right)$$

Окончательно получим

$$0{,}3R_{bt\ ser} = \mu_{min}R_s(1 - 0{,}5\mu_{min}R_s/R_b) \tag{141}$$

Если $\mu\% < \mu_{min}\%$, то сечение рассчитывают как бетонное

В предварительно напряженных элементах минимальное количество арматуры определяют расчетом из условия, чтобы несущая способность сечения после образования трещин была выше его трещиностойкости.

Технико-экономические исследования условий прочности изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой показывают, что, например, для плит и балок рекомендуемыми являются проценты армирования

$$\mu_{opt} = 1\quad 2\,\%,$$
$$\xi_{opt} = 0{,}3\quad 0{,}4 - \text{для балок},$$
$$\mu_{opt} = 0{,}3\quad 0{,}6\,\%,$$
$$\xi_{opt} = 0{,}1\quad 0{,}15 - \text{для плит} \tag{142}$$

В предварительно напряженных элементах оптимальное содержание арматуры определяют условием обеспечения трещиностойкости сечения и необходимой жесткости конструкции Для таких элементов принимают $\xi_{opt} = 0{,}07 \quad 0{,}12$

Зависимость между процентом армирования μ и относительной высотой сжатой зоны ξ получают из уравнения (160), поделив обе части уравнения на bh_0R_s,

$$\mu = 100\xi R_b / R_s, \quad \xi = \mu R_s / (100 R_b) \tag{143}$$

9. Определение максимального процента армирования. Предельный процент армирования определяют из условия равновесия $(\sum x = 0)$ усилий в бетоне сжатой зоны граничной высоты $(x_R = \xi_R h_0)$ и соответствующих им усилий в растянутой арматуре Условие первого предельного состояния (по прочности) для элементов без напрягаемой арматуры имеет вид (рис 84, *а*)

$$R_b b x_R - R_s A_s = 0 \tag{144}$$

Разделив члены уравнения на bh_0R_s и умножив на 100, получим предельный процент армирования

$$\mu_R = \frac{A_s}{bh_0} 100 = 100\xi_R \frac{R_b}{R_s} \tag{145}$$

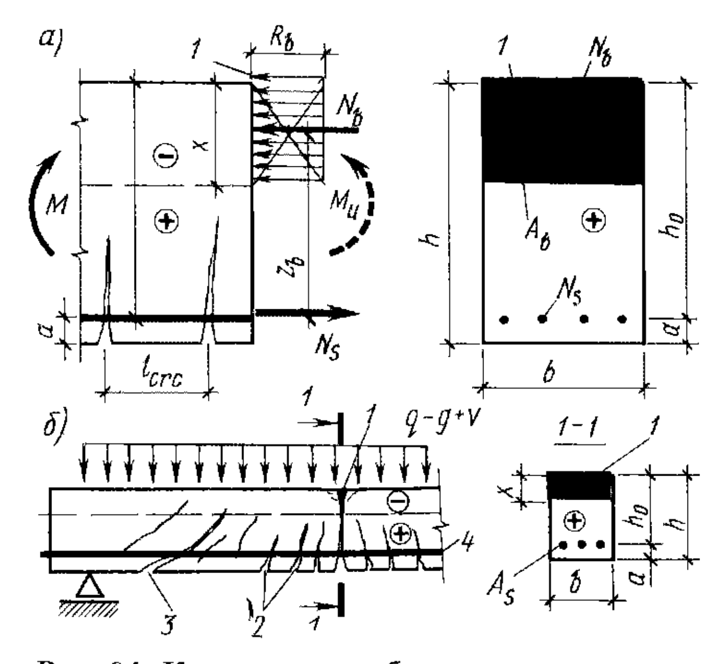


Рис 84 К расчету изгибаемых элементов

а – схема напряжений и усилий в нормальном расчетном сечении *б* – схема разрушения по нормальному сечению, *1* – нормальное сечение *1–1*, по которому произошло разрушение элемента *2*, *3* – соответственно нормальные и наклонные трещины *4* – продольная рабочая арматура

Для элементов с одиночной арматурой, приняв значение ξ_R по формуле (135), получим

а) для арматуры классов A-I, A-II, A-III, A-IV, имеющих физический предел текучести,

$$\mu_R = \frac{100\omega R_b}{(2 - \omega/1{,}1) R_s}, \tag{146}$$

б) для арматуры с условным пределом текучести

$$\mu_R = \frac{100\omega R_b}{\left[1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc\,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)\right] R_s} \tag{147}$$

Предельные проценты армирования μ_R, вычисленные по формулам (146) и (147), приведены в табл 13

10. Предельные состояния второй группы. Под предельными состояниями второй группы понимают напряженно-деформированные состояния элементов железобетонных конструкций, при которых они перестают удовлетворять требованиям по пригодности к нормальной эксплуатации Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать элементы конструкций 1) от образования трещин, а также их чрезмерного и продолжительного раскрытия (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин недопустимо) Элементы, в которых отсутствуют трещины, обладают большой жесткостью, лучше работают на вибрационные и динамические нагрузки, более морозостойки, лучше противостоят выветриванию, 2) чрезмерных перемещений (прогибов, углов поворота, углов перекоса или колебаний)

За момент трещинообразования условно принимают момент, когда трещины становятся видимыми невооруженным глазом, т е когда их раскрытие достигает примерно 0,005 мм, это соответствует концу стадии I напряженно-деформированного состояния (см рис 15 и 78) Опыты показывают, что момент трещинообразования зависит в основном от предельной растяжимости бетона и не зависит от процента армирования и диаметра арматуры, чем выше растяжимость бетона, тем позднее наблюдается момент трещинообразования в железобе-

тонных конструкциях Считают, что нормальные трещины в расчетном сечении элемента не образуются, если соблюдается условие

$$N \leqslant N_{crc}, \tag{148}$$

где N – усилие в сечении элемента от внешних нагрузок (изгибающий момент, продольная сила), N_{crc} – внутреннее усилие, которое может воспринять сечение перед образованием трещин, т е при напряжениях в растянутой зоне сечения, равных $R_{bt\ ser}$

Считают, что наклонные трещины в расчетном наклонном сечении элемента не образуются, если соблюдается условие

$$\sigma_{mt} \leqslant R_{bt,\ ser} \tag{149}$$

Считают раскрытие трещин от внешних нагрузок допустимым, если их значение меньше предельного (см прилож 20)

$$a_{crc} \leqslant a_{crc\ u} \tag{150}$$

Ширина раскрытия трещин в основном зависит от процента армирования и диаметра арматуры Чем выше процент армирования и чем тоньше арматура, тем меньше ширина раскрытия трещин При прочих равных условиях в элементах с арматурой периодического профиля ширина раскрытия трещин оказывается в 1,5 2 раза меньше по сравнению с элементами, армированными гладкой арматурой При действии многократно повторяющихся нагрузок ширина раскрытия трещин увеличивается из-за большого выключения растянутого бетона из работы железобетонного элемента Расчет раскрытия трещин ведут по стадии II напряженно-деформированного состояния элемента

Расчет по закрытию (зажатию) трещин в нормальных сечениях элементов, к которым предъявляются требования второй категории трещиностойкости, выполняют как для упругого тела от действия постоянной и длительной нагрузок с учетом сил обжатия от предварительного напряжения

Условием надежного закрытия трещин считают величину обжимающего нормального напряжения на растянутой грани элемента при действии постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_b \geqslant 0{,}5 \text{ МПа} \tag{151}$$

Конструкции с ненапрягаемой арматурой в эксплуатационных условиях работают с трещинами в растянутой зоне, поэтому их рассчитывают только по раскрытию трещин Особо важное значение расчет по образованию и раскрытию трещин приобретает в предварительно напряженных конструкциях, так как одной из целей применения напрягаемой арматуры является повышение трещиностойкости железобетонных конструкций

Расчет прогибов (перемещений) элементов конструкций ведут по стадии I если в растянутой зоне элементов отсутствуют трещины, по стадии II, если в растянутой зоне элемента имеются трещины Считают прогиб элементов допустимым, если он не превосходит предельных значений, приведенных в прилож 19

$$f \leqslant f_u \tag{152}$$

Предельные прогибы консолей, отнесенные к их вылету, принимают вдвое большими

Свободно опертые плиты перекрытий, лестничные марши и площадки дополнительно проверяют по зыбкости. Считают их зыбкость допустимой, если добавочный прогиб от монтажной сосредоточенной кратковременной нагрузки 1 кН не более 0,7 мм Расчет прогибов производят при ограничении технологическими или конструктивными требованиями – на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, при ограничении эстетическими требованиями – на действие постоянных и длительных нагрузок При этом принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб во всех случаях не должен превышать $^1/_{150}$ пролета балок или плит и $^1/_{75}$ – вылета консоли

Расчет по раскрытию трещин и по деформациям не производят, если на основании опытной проверки или практики применения железобетонных конструкций установлено, что величина раскрытия в них трещин на всех стадиях работы не

превышает допустимых значений, и жесткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна

Для слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутой зоне, площадь сечения продольной растянутой арматуры увеличивают на 15% по сравнению с требуемой из расчета по прочности Такое увеличение армирования производят при выполнении условия

$$M_{crc} \geqslant M_u, \qquad (153)$$

где M_{crc} – момент трещинообразования, определяют по формуле (455) и другим с заменой значения $R_{bt\,ser}$ на $1{,}2R_{bt,ser}$, M_u – предельный момент, соответствует исчерпанию несущей способности, определяют по формулам (156), (157), (158) и другим в зависимости от вида силового воздействия

11. Категории требований к трещиностойкости конструкций. Под трещиностойкостью конструкций понимают их сопротивление образованию трещин в конце стадии I напряженно-деформированного состояния или сопротивление раскрытию трещин в стадии II (см рис 78) Раннее образование и чрезмерное раскрытие трещин в растянутых зонах является существенным недостатком железобетонных конструкций, потому что снижает их долговечность из-за коррозии арматуры и повышает деформативность из-за уменьшения момента инерции сечений элементов Поэтому железобетонные конструкции рассчитывают по образованию, раскрытию и закрытию трещин В зависимости от условий эксплуатации, вида и напряженного состояния конструкции, класса и диаметра арматуры различают три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций

● 1-я категория не допускает образования трещин (водонепроницаемые конструкции, конструкции, эксплуатируемые в грунтовых водах) Расчет по образованию трещин является основным, и по нему подбирают площадь сечения рабочей арматуры; расчет ведут на воздействие тех же нагрузок, что и при расчете по несущей способности Образование трещин в таких конструкциях исключает возможность их дальнейшей эксплуатации, поскольку к моменту образования трещин в бетоне растягивающие напряжения в арматуре не превышают 20 40 МПа, то армировать такие конструкции арматурой классов А-I, А-II или А-III экономически нецелесообразно, следует применять напрягаемую арматуру, которая может гарантировать отсутствие трещин при минимальной стоимости конструкции

● 2-я категория допускает ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин (от совместного действия всех нагрузок) при условии их последующего надежного закрытия (зажатия), когда непродолжительные нагрузки отсутствуют, 2-ю категорию требований к трещиностойкости предъявляют к конструкциям, эксплуатируемым в агрессивной среде (водяной пар, кислоты, дым, газы, морская вода), находящимся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки или с напрягаемой арматурой, имеющей нормативное сопротивление более 1000 МПа,

● 3-я категория допускает ограниченное по ширине (0,1 0,4 мм) непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин, 3-ю категорию требований к трещиностойкости относят к конструкциям со стержневой ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, в которых образование трещин неопасно для их нормальной эксплуатации В таких конструкциях проверяют только ширину раскрытия трещин от нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

Напряженное состояние элементов при выборе категории требований к трещиностойкости конструкций учитывают, например, в сегментной ферме к раскосам, армированным стержневой арматурой класса А-III, предъявляют требования 3-й категории трещиностойкости, а к нижнему поясу, армированному проволокой Вр-II диаметром 3 мм, – 2-й категории Класс и диаметр арматуры учитывают потому, что от этого зависит ее чувствительность к агрессивным воздействиям среды; например, проволочная арматура классов В-II и Вр-II более подвержена коррозии, чем стержневая арматура класса А-III

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и величины предельно допустимой ширины раскрытия трещин для элементов, эксплуатируемых в условиях неагрессивной среды, приведены в прилож 18 Нагрузки при расчете по образованию трещин, их раскрытию и закрытию, принимают по прилож 20

Под *непродолжительным* $a_{crc,1}$ понимают раскрытие трещин при совместном действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок

Под *продолжительным* $a_{crc\ 2}$ понимают раскрытие трещин при действии постоянных и длительных нагрузок При этом принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

За предельно допустимую ширину раскрытия трещин в растянутой зоне элементов (см прилож 18), при которой бетон надежно защищает арматуру от коррозии, принимают

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии,

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин

Начальные трещины в сжатой зоне, возникшие при изготовлении, транспортировании и монтаже, снижают трещиностойкость бетона растянутой зоны элементов, поэтому нормы требуют их учитывать в расчетах железобетонных конструкций

12. Элементы каменных конструкций. Элементы каменных конструкций рассчитывают по предельным состояниям первой и второй групп Расчет по предельным состояниям первой группы производят на воздействие расчетных нагрузок, кроме ветровой при расчете на устойчивость, которую принимают равной нормативной Расчет по предельным состояниям второй группы производят

по деформациям – на воздействие нормативных нагрузок,

по раскрытию трещин – на воздействие расчетных или нормативных нагрузок

Целью расчета является подбор сечений элементов конструкций, проверка заданных сечений по несущей способности, проверка по деформациям, раскрытию трещин

Глава 5

Расчет сечений элементов по предельным состояниям первой группы

§ 23. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов

1. Общие сведения. Изгибаемыми называют элементы, подверженные действию одного изгибающего момента или изгибающего момента с поперечной силой Нормальные сечения изгибаемых элементов симметричны относительно плоскости изгиба и характеризуются наличием в них одновременно сжатой и растянутой зон (см рис 78) К изгибаемым элементам относятся плиты и балки междуэтажных и чердачных перекрытий и покрытий, подвесные панели наружных стен (ненесущие), фундаментные, обвязочные и подкрановые балки, консоли

Расчет прочности по нормальным сечениям обусловлен возможным изломом элементов в этих сечениях под действием внешнего изгибающего момента M (см рис 79, случай 1, см рис 78, *г*) Цель расчета сводится к определению размеров поперечного сечения элемента и площади поперечного сечения растянутой рабочей арматуры, гарантирующих надежную работу железобетонных конструкций в течение заданного срока службы зданий.

Прочность нормальных сечений элементов рассчитывают на усилия, полученные из расчета железобетонных конструкций на воздействие внешних статических (или динамических) нагрузок (СНиП 2.01 07 – 85)

Определение напряжений в нормальных сечениях элементов является статически неопределимой задачей, потому что искомых четыре величины (A, R_b, A_s, R_s), а использовать можно только два уравнения статики. $\sum M = 0$ и $\sum x = 0$ Неопределимость задачи осложняется нелинейностью деформирования бетона и арматуры. Поэтому расчет нормальных сечений элементов по прочности производят из предположения, что заданы три из четырех неизвестных – bh, R_b и R_s или A_s,

R_s и R_b. В первом случае расчетом определяют площадь рабочей арматуры, а во втором – размеры сечения элемента Производят также расчет прочности сечения элемента при известных его характеристиках: b, h, R_b, R_s и A_s Размеры поперечного сечения bh, класс бетона и расчетное сопротивление арматуры принимают по аналогии с существующими конструкциями

Изгибаемые элементы можно армировать одиночной (только в растянутой зоне, см рис 81, *а*) или двойной (в растянутой S и сжатой S' зонах, см рис 81, *б*) арматурой

В целях экономии дефицитной стали арматуру S' применяют только в тех случаях, когда бетон сжатой зоны не может полностью воспринять сжимающие усилия, а высота сечения элемента ограничена по архитектурным или другим соображениям, когда могут действовать изгибающие моменты разных знаков

В расчетные формулы вводят не всю высоту сечения h, а так называемую полезную, или рабочую, h_0, равную расстоянию от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до наиболее сжатого (крайнего) волокна сечения элемента $h_0 = h - a$, где $a = a_b + d/2$, a_b – толщина защитного слоя, d – диаметр рабочей арматуры при укладке арматуры в один ряд. При укладке арматуры в два (см рис 83) и более ряда a равно расстоянию от равнодействующей усилий в арматуре S до ближайшей грани

В общем случае изгибаемые элементы симметричной относительно плоскости изгиба формы могут быть армированы напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, расположенной в растянутой и сжатой зонах расчетного сечения. При этом следует иметь в виду, что высокие предварительные напряжения арматуры A'_{sp} к моменту разрушения элемента полностью не погашаются Непогашенная часть предварительных напряжений продолжает обжимать бетон сжатой зоны, что снижает несущую способность элемента, потому что напряжения обжатия бетона суммируются с напряжениями сжатия его усилием от внешней нагрузки (см § 12)

В предварительно напряженных элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й и 3-й категорий, допускают образование начальных трещин в сжатой зоне (растянутой от действия усилия предварительного обжатия) Поэтому целесообразно в таких элементах напрягаемую арматуру A'_{sp} не устанавливать, если она существенно снижает их несущую способность Для уменьшения величины раскрытия начальных трещин в сжатой зоне таких конструкций целесообразнее устанавливать по расчету ненапрягаемую арматуру A'_s

2. Элементы симметричной формы сечения. Расчетные формулы прочности нормальных сечений любой симметричной формы выводят из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии $\sum M = 0$ и $\sum x = 0$.

В случае одиночного (см рис 81, *а*) или двойного (см рис 81, *б*) армирования сечений уравнения $\sum x = 0$ можно записать в таком виде.

а) без напрягаемой арматуры

$$R_b A_{bc} = R_s A_s \text{ и } R_b A_{bc} = R_s A_s - R_{sc} A'_s, \quad (154)$$

б) с напрягаемой арматурой (см рис 79)

$$R_b A_{bc} + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - - R_s A_s - \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} = 0 \quad (155)$$

Из уравнений (154) и (155) определяют положение нулевой линии (высоту сжатой зоны сечения x)

Прочность нормальных сечений элемента считают обеспеченной, если внешний момент M не превосходит несущую способность сечений элемента, выраженную в виде обратно направленного момента M_u внутренних сил [$M \leqslant M_u$, см формулу (134)] Поэтому уравнение $\sum M = 0$ (сумма моментов всех внешних и внутренних сил относительно, например, оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, равна нулю) записывают в следующем виде

а) для сечения с одиночной ненапрягаемой арматурой (см. рис 81, *а*)

$$M \leqslant M_u = R_b A_{bc} z_b = R_b S_{bc}, \quad (156)$$

б) для сечения с двойной ненапрягаемой арматурой (см рис 81, *б*)

$$M \leqslant M_u = R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s z_s = R_b S_{bc} + R_{sc} S'_s, \quad (157)$$

в) для сечения с двойной ненапрягаемой и напрягаемой арматурой (общий случай армирования, см рис 83)

$$M \leqslant M_u = R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s \times$$
$$\times (h_0 - a) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) =$$
$$= R_b S_{bc} + R_{sc} S'_s + \sigma_{sc} S'_{sp} \qquad (158)$$

Расчетные уравнения прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с одиночной арматурой можно получить путем исключения из общего уравнения прочности (158) площади сечения сжатой арматуры $(A'_{sp} + A'_s)$. Уравнения (156 158) справедливы только для нормально армированных элементов (случай 1), т е когда соблюдается условие $\xi = x / h_0 \leqslant \xi_R$, где ξ_R определяют по выражению (135)

При учете расчетом прочности сжатой арматуры S может оказаться (слабоармированные элементы), что нулевая линия располагается выше точки приложения равнодействующей усилий в ней или проходит через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре S' В этом случае расчетные схемы распределения усилия в сжатой зоне сечения (см рис 83) не будут соответствовать принятым при выводе расчетных формул, потому что арматура S' может оказаться в растянутой зоне или работать с малыми сжимающими напряжениями Поэтому если в расчете учитывают арматуру S', то уравнениями (157 158) можно пользоваться лишь при соблюдении условия

$$z_b \leqslant z_s, \quad x > 0 \qquad (159)$$

Если $z_b > z_s$ или $x \leqslant 0$, то несущую способность элемента определяют при $z_b = z_s$

3. Элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Для прямоугольных сечений с одиночной ненапрягаемой арматурой (см рис 84, *а*) расчетные формулы прочности нормальных сечений получают из уравнений (154, 156) путем подстановки в них геометрических характеристик прямоугольных сечений $A_b = bx$, $z_b = h_0 - 0{,}5x$, $S_b = A_b z_b = bx(h_0 - 0{,}5x)$

$$R_b bx = R_s A_s, \quad x = R_s A_s / (R_b b), \quad \xi = x/h_0 = R_s A_s / (R_b b h_0), \qquad (160)$$

$$M \leqslant R_b bx (h_0 - 0{,}5x) \qquad (161)$$

При $\sum M = 0$ относительно оси, проходящей через центр тяжести бетона сжатой зоны сечения, имеем

$$M \leqslant R_s A_s (h_0 - 0{,}5x) \qquad (162)$$

Основные уравнения прочности прямоугольных сечений изгибаемых элементов (160, 161 и 162) справедливы при высоте сжатой зоны x меньше граничной высоты x_R, т е когда соблюдается условие $x \leqslant \xi_R h_0$, где ξ_R определяют по выражению (135)

Формулы (161, 162) показывают, что при одной и той же несущей способности элемента сечение арматуры получается тем меньше, чем больше плечо внутренней пары сил $z_b = h_0 - 0{,}5x$, т е чем больше рабочая высота сечения h_0 Следовательно, можно получить сечения элементов с большим и меньшим содержанием арматуры Примерные оптимальные проценты армирования приведены выше

В целях упрощения расчетов по подбору размеров нормальных сечений изгибаемых элементов и площади сечения рабочей арматуры рекомендуется пользоваться коэффициентами α_m и ζ (см прилож 21), вычисленными в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ Коэффициент α_m позволяет основное уравнение прочности (161) записать в таком виде

$$M \leqslant R_b bx (h_0 - 0{,}5x) =$$
$$= R_b bx \frac{h_0}{h_0} h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{x}{h_0}\right) =$$
$$= \alpha_m b h_0^2 R_b, \qquad (163)$$

откуда

$$h_0 = \sqrt{M / (\alpha_m b R_b)}, \qquad (164)$$

где

$$\alpha_m = \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5 \frac{x}{h_0}\right) = \xi (1 - 0{,}5\xi),$$
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \qquad (165)$$

Если $\alpha_m \leqslant \alpha_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$, то сжатая арматура не требуется

Коэффициент ζ позволяет уравнение прочности (162) записать в виде

$$A_s = M / [R_s (h_0 - 0{,}5x)] = M / (\zeta h_0 R_s), \qquad (166)$$

где

$$\zeta = (h_0 - 0{,}5x)/h_0 = 1 - 0{,}5x/h_0 = 1 - 0{,}5\xi \quad (167)$$

Сечение растянутой арматуры A_s может быть определено из формулы (160), подставив в нее значение $x = \xi h_0$

$$A_s = \xi b h_0 R_b / R_s, \quad (168)$$

или по проценту армирования μ [с учетом формулы (143)]

$$A_s = \mu b h_0 / 100 \quad (169)$$

В целях уменьшения ширины раскрытия трещин диаметр продольной рабочей арматуры рекомендуется принимать минимально возможным из условия размещения арматурных стержней (канатов) в один ряд по ширине балки, но не менее 12 мм Защитный слой арматуры a_b принимают минимальным в целях максимально возможного увеличения рабочей высоты сечения h_0

С помощью таблиц легко можно решать три типа задач при подборе и проверке прочности нормальных прямоугольных сечений

Задача 1. Определить площадь сечения арматуры A_s по заданным h_0, b, R_b, R_s и M (прямая задача)

Решение. По формуле (135) определяют граничную относительную высоту бетона сжатой зоны сечения ξ_R

По формуле (163) определяют коэффициент α_m, по которому посредством прилож 21 находят коэффициенты ξ и ζ

Проверяют условия нормально армированных элементов $\xi \leqslant \xi_R$ Если окажется, что $\xi > \xi_R$, то размеры сечения при заданном классе бетона недостаточны. Необходимо на основании технико-экономического сравнения увеличить на модуль равный 50 мм, высоту h или ширину b сечения, или на одну ступень повысить класс бетона Если $\xi \leqslant \xi_R$, то по формуле (166) определяют искомую площадь продольной арматуры

Задача 2. Определить рабочую высоту элемента h_0 по заданным b, μ, R_b, R_s и M (обратная задача)

Решение. По формуле (135) определяют граничную относительную высоту сжатой зоны ξ_R

По формуле (143) находят ξ Если окажется, что $\xi > \xi_R$, то поступают так же, как в задаче 1 При $\xi \leqslant \xi_R$ по значению коэффициента ξ (см прилож 21) находят коэффициент α_m и по формуле (164) искомую рабочую высоту элемента h_0

Если процент армирования μ не задан, то его принимают средним по табл 14 и 15 В практике задаются оптимальным коэффициентом ξ_{opt}, последующий ход решения остается прежним

Задача 3. Проверить прочность сечения по известным A_s, b, h, M, R_s и R_b

Решение. По формуле (135) определяют ξ_R, а по формуле (143) – коэффициент ξ При $\xi > \xi_R$ сечение переармировано Если $\xi \leqslant \xi_R$, то по значению коэффициента ξ (см прилож 21) находят соответствующее ему значение коэффициента α_m, с коэффициентом α_m по формуле (163) определяют несущую способность сечения M_u Полученное значение изгибающего момента M_u должно быть не менее заданного $M \leqslant M_u$

Пример (к задаче 1). На балку прямоугольного сечения шириной $b = 10$ см и высотой $h = 25$ см действует изгибающий момент от всей внешней нагрузки $M = 15$ кН м Определить площадь сечения продольной арматуры A_s из стали класса А-III Бетон тяжелый класса В25, коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0{,}9$

Решение. В прилож 3 тяжелому бетону класса В25 соответствует $R_b = 14{,}5$ МПа, а в табл 12 классу стали А-III – $R_s = 365$ МПа Принимают защитный слой $a_b = 2$ см, а диаметр рабочей арматуры $d = 12$ мм

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = h - a_b - d/2 = 25 - 2 - 0{,}6 = 22{,}5 \text{ см}$$

По формуле (163),

$$\alpha_m = M/(\gamma_{b2} b h_0^2 R_b) = 15 \cdot 10^6/(0{,}9 \cdot 100 \cdot 225 \cdot 14{,}5) = 0{,}227$$

В прилож 21 величине $\alpha_m = 0{,}227$ соответствует $\xi = 0{,}26$ и $\zeta = 0{,}87$

По формуле (136),

$$\omega = \alpha - \beta \gamma_{b2} R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 0{,}9 \cdot 14{,}5 = 0{,}84$$

По формуле (135),

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}84}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0{,}84}{1{,}1}\right)} = 0{,}71$$

Значение $\xi = 0{,}26$ меньше граничного $\xi_R = 0{,}71$, следовательно условие применимости расчетных формул соблюдается Усиливать бетон сжатой зоны не требуется Высота сжатой зоны $x = \xi h_0 = 0{,}26 \cdot 22{,}5 = 5{,}85$ см

По формуле (166),

$A_s = M/(\zeta h_0 R_s) =$

$= 15\ 10^6/(0{,}87\ 225\ 365) \approx 210$ мм^2,

или, по формуле (168),

$A_s = \xi b^h{}_0 \gamma_{b2} R_b/R_s =$

$= 0{,}26\ 100\ 225\ 0{,}9\ 14{,}5/365 \approx$

≈ 210 мм^2

По прилож 8 принимают 2∅12 А-III ($A_s = 226$ мм^2) Точность подбора арматуры $226\ 100/210 - 100 \approx +7{,}6\,\% >$ $> +5\,\%$

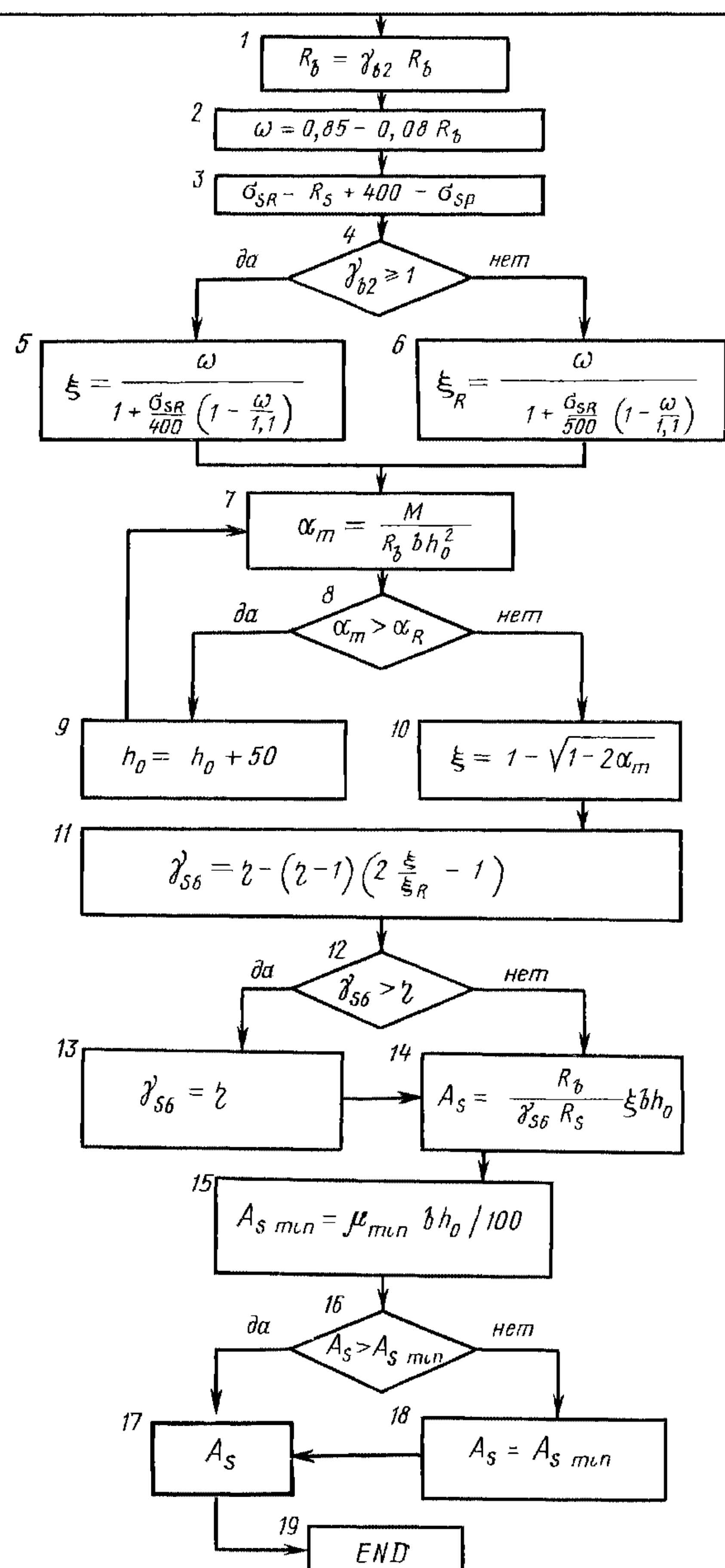
Ниже приведены примерные учебные блок-схема 1 и программа на машинном языке БЭЙСИК определения площади сечения напрягаемой арматуры

4. Элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой. Сжатую арматуру устанавливают по расчету в том случае, когда не соблюдено условие (135), т е когда прочность бетона сжатой зоны оказывается недостаточной ($x > \xi_R h_0$) для восприятия изгибающего момента от внешней нагрузки При этом увеличение рабочей высоты сечения h_0 оказывается нецелесообразным по архитектурным соображениям, а повышение класса бетона – по экономическим и технологическим соображениям Сжатую арматуру устанавливают также при воздействии на элемент изгибающих моментов двух знаков (неразрезные балки, ригели рам и др) для уменьшения ползучести бетона сжатой зоны или уменьшения эксцентриситета усилия обжатия в предварительно напряженных элементах

При двойном армировании (рис 85, *а*) формула прочности прямоугольных сечений (157) принимает вид

$$M \leqslant M_u = R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (170)$$

Блок-схема 1 **Подбор арматуры в изгибаемом элементе с одиночной напрягаемой арматурой**



```
10 REM  ПРОГРАММА ПОДБОРА АРМАТУРЫ
20 PRINT #0'ВВЕДИТЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА'\PRINT
30 INPUT 'РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ,Н*ММ.....................................'М
40 INPUT 'РАБОЧАЯ ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ, ММ ...............................'H
50 INPUT  ШИРИНА СЕЧЕНИЯ  ММ ........................................ B
60 INPUT 'ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА СЖАТИЕ, МПА...........................'R3
65 INPUT 'КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ................................'G2
70 INPUT 'КЛАСС АРМАТУРЫ (  AI - 1, AII - 2, ... , AYI - 6 )........'X
80 INPUT 'РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ АРМАТУРЫ РАСТЯЖЕНИЮ, МПА..........'R1
90 INPUT 'ВЕЛИЧИНА ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ,МПА...................'S
100 INPUT 'МИНИМАЛЬНЫЙ ПРОЦЕНТ АРМИРОВАНИЯ,%.........................'M1
110 PRINT#1'                   ПОДБОР АРМАТУРЫ В ИЗГИБАЕМОМ ЭЛЕМЕНТЕ'
120 PRINT'                  ===================================='
130 PRINT\PRINT!F1,4!
140 PRINT'                              ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ'
150 PRINT'                              ---------------'\PRINT
160 PRINT'РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ.......................................'M' Н*ММ'
170 PRINT'РАБОЧАЯ ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ.................................'H  ММ'
180 PRINT'ШИРИНА СЕЧЕНИЯ.........................................'B' ММ'
190 PRINT'ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА СЖАТИЕ.............................'R3' МПА
195 PRINT КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ.............................'G2
200 PRINT'КЛАСС АРМАТУРЫ...........................................А-'!1,0!X!F1,4!
205 PRINT
210 PRINT'РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ АРМАТУРЫ РАСТЯЖЕНИЮ......'R1' МПА'
220 PRINT'ВЕЛИЧИНА ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ.............'S' МПА'
230 PRINT'МИНИМАЛЬНЫЙ ПРОЦЕНТ АРМИРОВАНИЯ..................'M1' %
240 PRINT'----------------------------------------------------------------'
242 PRINT\PRINT\PRINT\PRINT
245 LET R=R3\LET H0=H\LET Z=0\ LET R=R*G2\LET W=0.85-0.008*R
252 LET S1=R1-S\IF X>3 THEN LET S1=S1+400
255 LET Y=400\IF G2<1 THEN LET Y=500
```

```
260 LET K=W/(1+S1*(1-W/1.1)/Y)
265 LET A=K*(1-0.5*K)
270 LET A0=M/(B*H0^2*R)
280 IF A0>A THEN LET H0=H0+50\LET Z=1\GOTO 270
290 LET K1=1-SQR(1-2*A0)\LET Y=1
300 IF X>3 THEN LET Y=1.2-0.05*(X-4)
310 LET G=Y-(Y-1)*(2*K) K-1)\IF G>Y THEN LET G=Y
320 LET A1=R*K1*B*H0/G/R1\LET A2=M1*B*H0/100\IF A1<A2 THEN LET A1=A2
330 IF Z=1 THEN PRINT'РАБОЧАЯ ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ УВЕЛИЧЕНА ДО 'H0' ММ'
340 PRINT'ТРЕБУЕМАЯ ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ..........................'A1/100'СМ^2'
345 PRINT\PRINT\PRINT\PRINT\PRINT
350 END
```

ПРИМЕР РАСЧЕТА

```
--------------

                ПОДБОР АРМАТУРЫ В ИЗГИБАЕМОМ ЭЛЕМЕНТЕ
                =====================================
                          ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ
                          -------- ------

РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ...........................................1.5000E 06 Н*ММ
РАБОЧАЯ ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ .....................................4.7000E 02 ММ
ШИРИНА СЕЧЕНИЯ .............................................2.5000E 02 ММ
ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА СЖАТИЕ .................................1.1500E 01 МПА
КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЯ РАБОТЫ .................................1.0000
КЛАСС АРМАТУРЫ .............................................А - 6
РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ АРМАТУРЫ РАСТЯЖЕНИЮ ................8.0000E 02 МПА
ВЕЛИЧИНА ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ .......................5.8000E 02 МПА
МИНИМАЛЬНЫЙ ПРОЦЕНТ АРМИРОВАНИЯ ............................1.0000E-01 %


РЕЗУЛЬТАТ РАСЧЕТА
--------- -------

ТРЕБУЕМАЯ ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ .................................4.2284     СМ^2
```

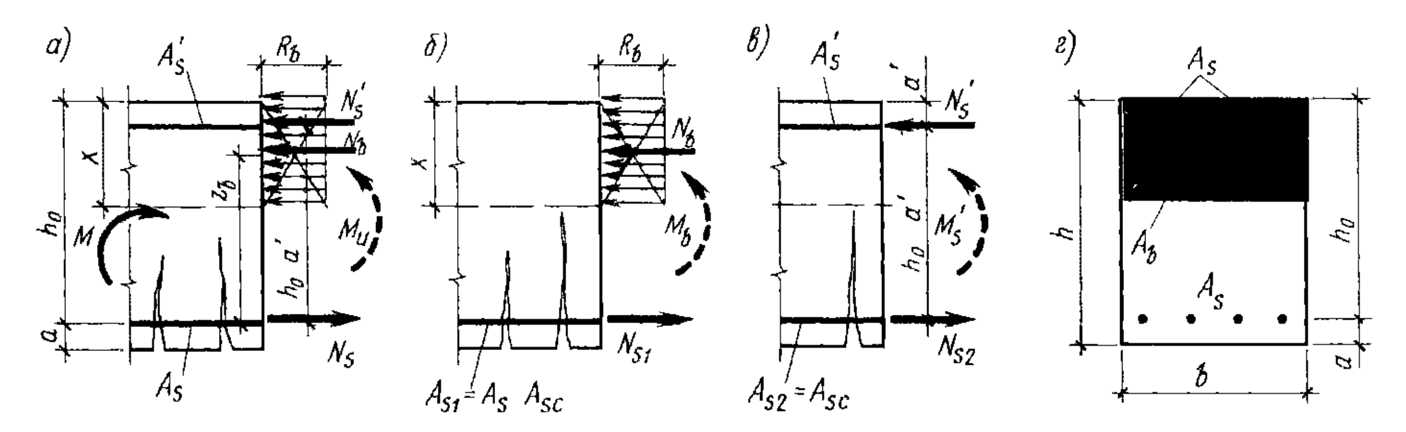


Рис 85 Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении прямоугольных элементов с двойной арматурой

а – общая схема; *б* – схема усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны и частью растянутой арматуры *в* – схема усилий, воспринимаемых сжатой арматурой и другой частью растяиутой арматуры

где $R_b bx(h_0 - 0{,}5x) = M_b$ – момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны сечения и соответствующей ему частью растянутой арматуры (рис 85, *б*), $R_{sc}A'_s(h_0 - a') = M'_s$ – момент, воспринимаемый сжатой арматурой S' и равной ей частью растянутой арматуры (рис 85, *в*)

Условие (154), определяющее положение нулевой линии, можно выразить формулой

$$R_b bx = R_s A_s - R_{sc}A'_s, \qquad (171)$$

откуда

$$x = (R_s A_s - R_{sc}A'_s)/(R_b b), \qquad (172)$$

$$\xi = x/h_0 = (R_s A_s - R_{sc}A'_s)/(R_b b h_0) = \mu R_s/R_b - \mu' R_{sc}/R_b \qquad (173)$$

Применение этих расчетных формул ограничивается условием $\xi \leqslant \xi_R$ или $x \leqslant \xi_R h_0$

Полная площадь сечения рабочей продольной арматуры A_s складывается из площади сечения A'_s сжатой арматуры и площади сечения A_{s1}, соответствующей по прочности бетону сжатой зоне сечения

$$R_b A_b = R_s A_{s1}, \quad A_{s1} = R_b A_b / R_s \qquad (174)$$

Соотношение A'_s и A_{s1} в нормальном сечении элемента может быть различным Устанавливают его в каждом конкретном случае на основании технико-экономического обоснования Предельный процент армирования сжатой зоны нормы не устанавливают Наиболее экономичными оказываются элементы с минимально возможным содержанием сжатой арматуры Этого достигают использованием в расчете граничного коэффициента α_R, характеризующего максимально возможную несущую способность бетона сжатой зоны сечения, $M_{b\,max} = \alpha_R R_b b h_0^2$

Только остаток внешнего момента $M'_s = M - M_{b\,max}$ передают сжатой арматуре A'_s и равной ей части растянутой арматуры При этих данных условие (170) можно записать в виде

$$M \leqslant M_u = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc}A'_s(h_0 - a') = M_{b\,max} + M'_s, \qquad (175)$$

где $\alpha_R = 0{,}4$ – для бетонов класса В25 и ниже при оптимальном соотношении площадей сечения растянутой и сжатой арматуры

Отсюда

$$A'_s = (M - 0{,}4R_b b h_0^2)/[R_{sc}(h_0 - a')], \qquad (176)$$

коэффициенту α_R (см прилож 22) соответствует коэффициент ξ_R (см прилож 17), поэтому, по формуле (168),

$$A_{s1} = \xi_R R_b / R_s b h_0 \qquad (177)$$

Следовательно, полная площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \xi_R R_b / R_s b h_0 + A'_s, \qquad (178)$$

где $\xi_R = 0{,}55$ – для бетонов класса В25 и ниже

Формулы (171 178) справедливы при условии $x > 2a'$ Если $x \leqslant 2a'$, то принимают $z_b = z_s$ и прочность проверяют по моменту внутренних усилий относительно центра тяжести сжатой арматуры

$$M \leqslant R_s A_s (h_0 - a') \qquad (179)$$

Если высота сжатой зоны с учетом половины сжатой ненапрягаемой арматуры

$$x = (R_s A_s - 0{,}5 R_{sc} A'_s)/(R_b b) \leqslant a',$$

то несущую способность элемента определяют по формуле (170) без учета сжатой ненапрягаемой арматуры Если в сжатой зоне предусмотрена напрягаемая арматура, то высоту сжатой зоны вычисляют без учета снижения предварительных напряжений в напрягаемой арматуре и без учета сжатой ненапрягаемой арматуры

$$x = (R_s A_s + \gamma_{sp} \sigma'_{sp} A'_{sp})/(R_b b) \qquad (180)$$

При этом в условии прочности (170) вместо $R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ принимают $\gamma_{sp} \sigma_{sp} A_{sp} (h_0 - a'_{sp})$

Для переармированных элементов ($\xi > \xi_R$) условие прочности (170) принимает вид

$$M \leqslant \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (181)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R)$

Нормы разрешают расчетную несущую способность переармированных элементов несколько увеличивать путем замены в условии (181) значения α_R на $(0{,}8\alpha_R + 0{,}2\alpha_m)$, где при $\xi < 1$ принимают $\alpha_m = \xi (1 - 0{,}5\xi)$

При подборе и проверке прочности сечений с двойной арматурой, как и при подборе сечений с одиночной арматурой, возможны три типа задач

Задача 1. По заданным M, b, h_0, R_b, R_s и R_{sc} определить площадь сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры

Решение. По формуле (176) находят площадь арматуры A_s, а по формуле (178) – полную площадь растянутой арматуры A_s

Задача 2. При заданных (на основе опыта проектирования) M, b, A_s, A'_s, R_s, R_b определить h_0

Решение. Находят $A_{s1} = A_s - A'_s$ и по формуле (168) определяют

$$h_0 = R_s A_{s1}/(R_b \xi_R b)$$

Задача 3. При заданных M, b, h_0, A_s, A'_s, R_{sc} и R_b проверить несущую способность элемента

Решение. По формуле (173) находят относительную высоту сжатой зоны бетона ξ, а по прилож 21 – коэффициент α_m; по формуле (175) определяют несущую способность сечения M_u. Если $M \leqslant M_u$, то прочность элемента обеспечена

5. Элементы таврового и двутаврового сечений с одиночной арматурой. **Изгибаемые элементы таврового, двутаврового и других подобных сечений применяют как самостоятельные конструктивные элементы или в составе сборных, монолитных или сборно-монолитных ребристых перекрытий или покрытий (рис 86, *а*).** Тавровое сечение элемента состоит из полки *5* и ребра *4* В неразрезных сборных или сборно-монолитных ребристых перекрытиях (покрытиях) на опорах полка *5* таврового сечения попадает в растянутую зону (сечение *2—2*) и поэтому в расчете ее не учитывают, в пролете полка *5* находится в сжатой зоне сечения (сечение *1—1*), поэтому ее включают в расчет В сравнении с прямоугольным (в сечении *1—1* обозначено пунктиром) тавровое сечение значительно экономичнее, так как в нем уменьшены размеры растянутой зоны, бетон которой в работе элемента не участвует из-за появления в нем трещин

Сжимающие напряжения в полках тавровых балок уменьшаются от ребра к краям полки, поэтому нормы (СНиП 2.03.01—84) ограничивают ширину свесов b'_f (рис 86, *б*) полки, вводимую в расчет

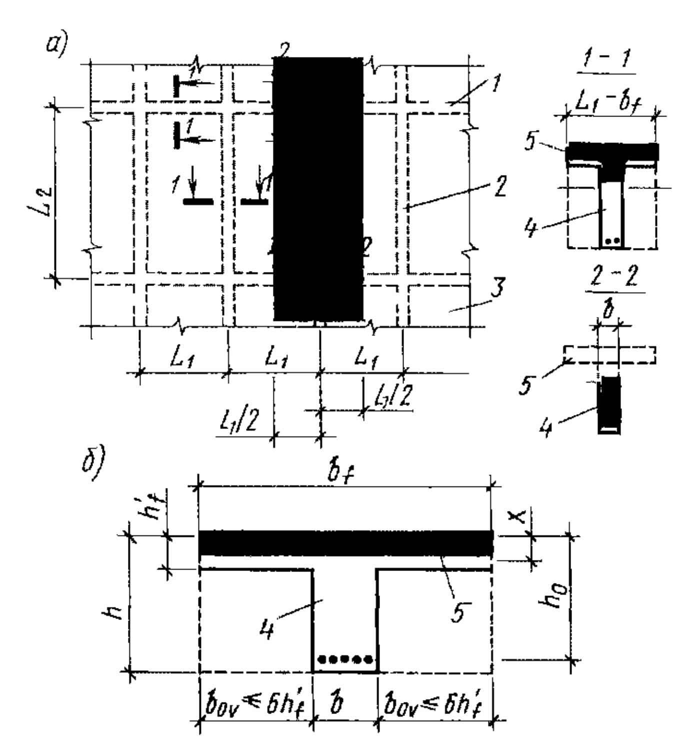


Рис 86 Тавровое сечение (1-й случай)

а – план перекрытия, *б* – нормальное сечение балки, *1* – главные балки, *2* – второстепенные балки, *3* – плита; *4*, *5* – соответственно ребро и полка балки

Ширину свеса полки в каждую сторону от ребра таврового сечения принимают не более $^1/_6$ пролета элемента и не более а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f < 0{,}1h - {}^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами, б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и $h'_f < 0{,}1h - 0{,}6h'_f$, в) при консольных свесах полки при $h'_f \geqslant 0{,}1h - 6h'_f$, при $0{,}05h \leqslant h'_f < 0{,}1 - 3h'_f$, при $h'_f < 0{,}05h$ – свесы не учитывают

При расчете тавровых сечений различают два расчетных случая, определяемых положением нулевой линии сечения

● Случай 1 – сжатая зона сечения элемента с одиночной арматурой находится выше ребра, т е нулевая линия проходит в пределах полки ($x \leqslant h'_f$, см рис 86, *б*) Это бывает, когда внешний момент оказывается меньше внутреннего момента, воспринимаемого сжатой полкой таврового сечения и соответствующей ей растянутой арматурой, относительно центра тяжести растянутой арматуры (для краткости «момент полки»)

$$M \leqslant M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) \qquad (182)$$

При заданной площади сечения растянутой арматуры случай 1 будет при соблюдении неравенства

$$R_s A_s \leqslant R_b b'_f h'_f \qquad (183)$$

Расчет тавровых сечений по случаю 1 ничем не отличается от расчета прямоугольных сечений шириной b'_f При $h'_f/h \leqslant 0{,}2$ площадь сечения арматуры A_s можно определять по приближенному уравнению, полученному из формулы (162) в предположении, что нейтральная ось проходит по середине полки ($x = 0{,}5h'_f$).

$$M = R_s A_s (h_0 - 0{,}5h'_f),$$
$$A_s = M / [R_s (h_0 - 0{,}5h'_f)] \qquad (184)$$

При этом ошибка в запас прочности достигает не более 10% Примерная блок-схема 2 определения площади сечения напрягаемой арматуры для случая 1 таврового сечения и типовая программа на машинном языке БЭЙСИК приведены ниже

● Случай 2 – сжатая зона сечения опускается ниже полки ($x > h'_f$), т е нулевая линия пересекает ребро сечения (рис 87, *в*). Этот случай бывает, когда условие (182) не соблюдается Тогда тавровое сечение рассчитывают с учетом сжатия в ребре

Как и в случае прямоугольных сечений, расчетные формулы выводят из двух условий равновесия $\sum M = 0$ и $\sum x = 0$

$$M \leqslant R_b bx (h_0 - 0{,}5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f), \qquad (185)$$

где $R_b bx (h_0 - 0{,}5x) = N_{b1} z_1 = M_{b1}$ (рис. 87, *а*) – момент, воспринимаемый сжатой зоной ребра сечения и соответствующей ему частью растянутой арматуры A_{s1} (момент ребра), N_{b1} – равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны ребра, z_1 – плечо пары сил; $R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) = N_{b2} z_2 = M'_{ov}$ (рис 87, *б*) – момент, воспринимаемый сжатыми свесами полки и соответствующей им частью растянутой арматуры A_{sov} (момент свесов), N_{b2} – равнодействующая усилий в бетоне сжатых свесов сечения элемента, z_2 – плечо пары сил.

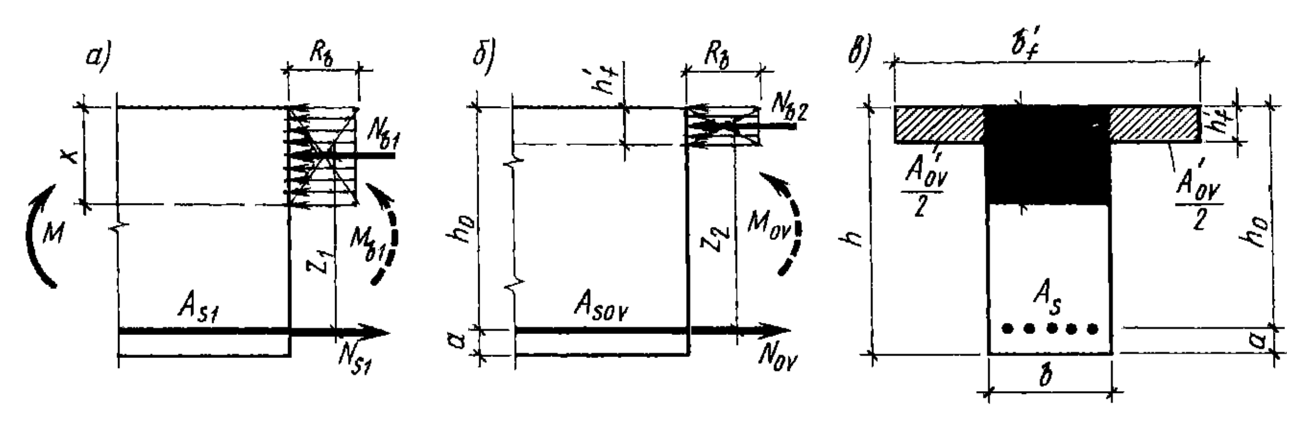
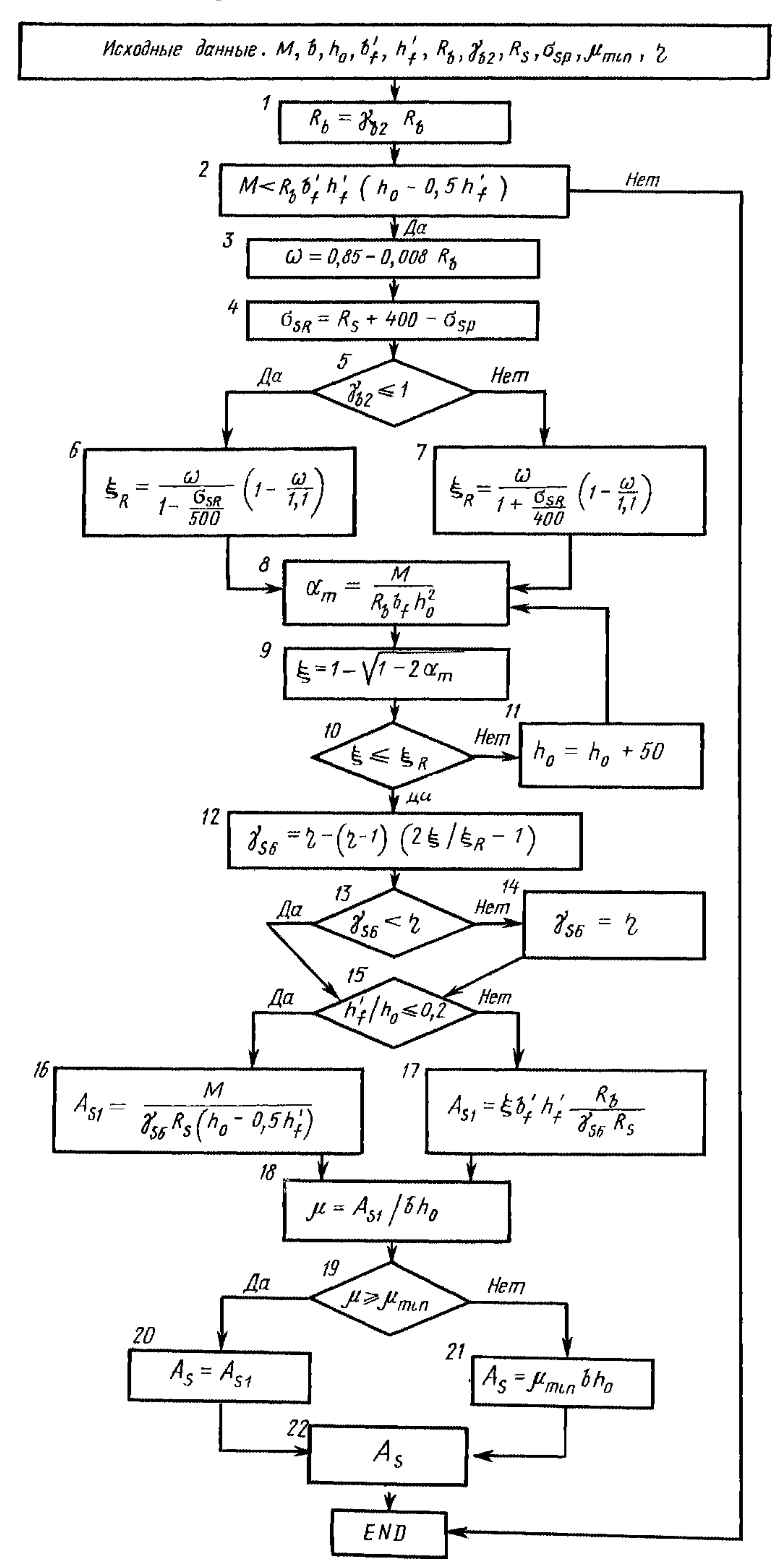


Рис 87 Тавровое сечение (2-й случай)

а – схема напряжений и усилий в ребре балки, *б* – то же, в полках балки, *в* – нормальное сечение балки

Блок-схема 2 **Определение площади сечения напрягаемой арматуры для случая 1 таврового сечения**



Типовая программа на машинном языке БЭЙСИК

Определение площади напрягаемой арматуры для случая 1 таврового сечения

Исходные данные (см рис 86, *б*) М = 159 10^6 Н мм, $b = 220$ мм, $h_0 = 570$ мм, $b_f = 480$ мм, $h_f = 80$ мм, $R_b = 11{,}5$ МПа, $\gamma_{b2} = 0{,}9$, $R_s = 800$ МПа, $\sigma_{sp} = 580$ МПа, $\mu = 0{,}01$, $\eta = 1$

Обозначения переменных в программе		Переменные, полученные в процессе решения задачи	
$M \to M$	$\gamma_{b2} \to G$	$\omega \to W$	$A_{s1} \to A1$
$b \to B$	$R_s \to R2$	$\sigma_{sR} \to Q1$	$\mu \to M2$
$h \to H\varnothing$	$\sigma_{sp} \to Q$	$\xi_R \to Q2$	$A_s \to A2$
$b'_f \to B1$	$\mu_{min} \to M1$	$\alpha_m \to A$	—
$h_f \to H1$	$\eta \to N$	$\xi \to Q3$	—
$R_b \to R1$		$\gamma_{sb} \to G1$	—

```
4 DATA 15.9E7,220,570,480,80,11.5,0.9,800,580,0.01,1
5 READ M,B,H0,B1,H1,R1,G,R2,Q,M1,N
10 LET R1=G*R1\ LET M3=R1*B1*H1*(H0-0.5*H1)
15 IF M>M3 THEN 115
20 LET W=0.85-0.008*R1\ LET Q1=R2+400-Q
25 IF G<=1 THEN LET Q2=W*(1-W/1.1)/(1+Q1/500)
30 IF G>1 THEN LET Q2=W*(1-W/1.1)/(1+Q1/400)
35 LET A=M/(R1*B1*H0^2)\ LET Q3=1-SQR(1-2*A)
40 IF Q3<=Q2 THEN 60
45 LET H0=H0+50
50 GOTO 35
60 LET G1=N-(N-1)*(2*Q3/Q2-1)
65 IF G1<N THEN 75
70 LET G1=N
75 LET H=H1/H0
80 IF H<=0.2 THEN 90
85 LET A1=(Q3*B1+H1*R1)/(G1*R2)
87 GOTO 95
90 LET A1=M/(G1*R2*(H0-0.5*H1))
95 LET M2=A1/(B*H0)
100 IF M2>=M1 THEN LET A2=A1
105 IF M2<M1 THEN LET A2=M1*B*H0
110 PRINT #1 'ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ ';A2
115 END
РЕЗУЛЬТАТ РАСЧЕТА:
-----------------
ПЛОЩАДЬ АРМАТУРЫ   1.364000000E 03
```

Таким образом,

$$M = M_{b1} + M'_{ov},\ A_s = A_{s1} + A_{sov} \qquad (186)$$

Положение нулевой линии определяют из условия $\sum x = 0$

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \qquad (187)$$

● Порядок подбора сечений бетона и арматуры по случаю 2 сводится к следующему

1) определяют высоту балки в первом приближении по формуле

$$h = (2{,}6 \quad 3{,}4)\sqrt{M}, \qquad (188)$$

ширину ребра обычно принимают $b = (0{,}4 - 0{,}5)h$, размеры полки b'_f и h'_f определяют по данным компоновки конструкции в целом,

2) проверяют условие (182) Если оно не соблюдается, значит, $x > h'_f$, т е имеем случай 2 таврового сечения [если условие (182) соблюдается, значит $x \leqslant h'_f$ и расчет ведут по случаю 1 тавровых сечений],

3) вычисляют M'_{ov} (185)

$$M'_{ov} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f), \qquad (189)$$

4) по формуле (184) находят площадь сечения арматуры

$$A_{sov} = M'_{ov} / [R_s (h_0 - 0{,}5h'_f)] = [R_b (b'_f - b) h'_f] / R_s, \qquad (190)$$

5) по формуле (186) вычисляют момент ребра $M_{b1} = M - M'_{ov}$, по формуле (163) находят коэффициент α_m как для прямоугольного сечения Пользуясь прилож 21, по α_m находят ξ или ζ, по которым по формуле (168) или (166) определяют площадь арматуры A_{s1}, если окажется, что $\alpha_m > \alpha_R$, то требуется на один модуль увеличить ширину или высоту сечения, повысить на одну ступень класс бетона или установить сжатую ненапрягаемую арматуру, площадь сечения которой определяют по формуле (176),

6) по формуле (186) вычисляют полную площадь растянутой арматуры A_s

● Проверка несущей способности тавровых сечений по случаю 2 сводится к следующему

1) по формуле (190) находят площадь сечения арматуры A_{sov},

2) по формуле (186) определяют площадь сечения арматуры, приходящуюся на ребро $A_{s1} = A_s - A_{sov}$,

3) вычисляют коэффициент армирования ребра $\mu = A_{s1} / (bh_0)$, а по нему $\xi = \mu R_s / R_b$, используя ξ, по прилож 21 находят коэффициент α_m, если окажется, что $\alpha_m > \alpha_R$ или (что то же самое) $\xi > \xi_R$, то поступают так же, как при подборе сечений бетона и арматуры по случаю 2 тавровых сечений,

4) по формуле (163) вычисляют M_b, а по формуле (189) – M'_{ov},

5) по формуле (186) определяют расчетный изгибающий момент, воспринимаемый тавровым сечением,

$$M_u = M_b + M'_{ov} = \alpha_m b h_0^2 R_b + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f)$$

Если момент внешних сил $M \leqslant M_u$, то прочность элемента обеспечена

Граничное условие $x \leqslant \xi_R h_0$, если нулевая линия пересекает ребро, в соответствии с нормами проверяют без учета свесов полки (как для прямоугольных сечений шириной b)

Для переармированных элементов ($\xi > \xi_R$) условие прочности (185) принимает вид

$$M \leqslant M_u = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) \times h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \qquad (191)$$

Пример. (случай 2, см рис 87,*в*) На балку таврового сечения действует расчетный изгибающий момент 148 кН м, $b'_f = 30$ см, $b = 20$ см, $h'_f = 8$ см, $h = 60$ см, класс бетона В15 ($R_b = 8{,}5$ МПа) Арматура из стали класса А-II ($R_s = 280$ МПа)

Решение. Принимают $a = 4$ см, $h_0 = 60 - 4 = 56$ см

1. По формуле (182) определяют расчетный случай таврового сечения (положение нулевой линии)

$$M'_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) = 0{,}9 \quad 8{,}5 \quad 300 \quad 80 \quad (560 - 40) = 95\,472\,000 \text{ Н мм} \approx 95{,}5 \text{ кН м} < M = 148 \text{ кН м}$$

Следовательно, $x > h'_f$, т е нейтральная ось пересекает ребро и тавровое сечение необходимо рассчитывать с учетом работы сжатого бетона в ребре

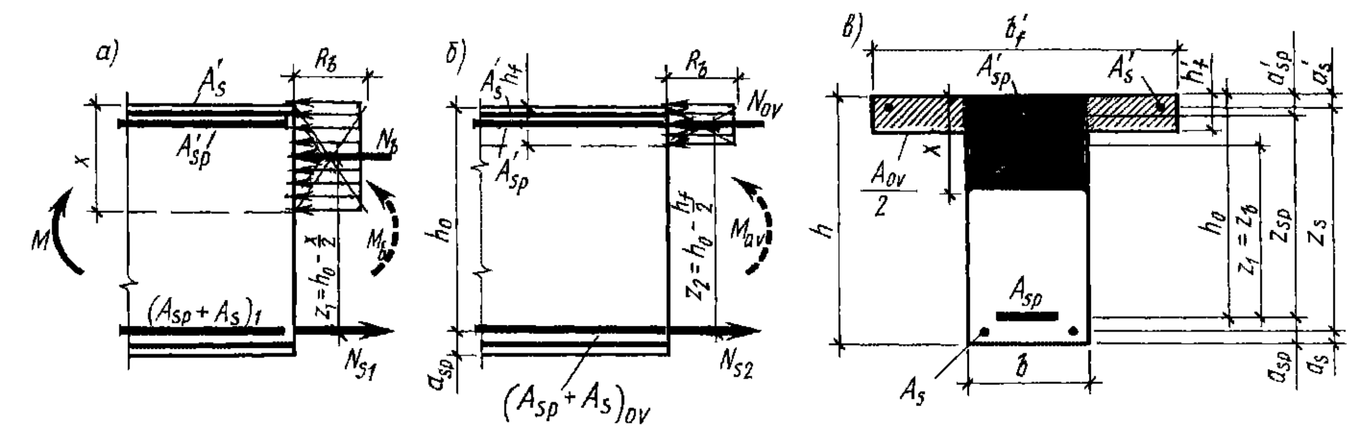


Рис 88 Элементы таврового сечения с двойной арматурой

2 По формулам (189) и (190),

$M'_{ov} = R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) =$

$= 0{,}9\ 8{,}5(300 - 200)80(560 - 40) =$

$= 31{,}8$ кН м,

$A_{sov} = M_{ov}/[R_s(h_0 - 0{,}5h'_f)] =$

$= 31{,}8\ 10^6/[280(560 - 40)] \approx 218$ мм²

3 По формуле (186),

$M_b = M - M'_{ov} = 148 - 31{,}8 = 116{,}2$ кН м

4 По формуле (163) определяем для прямоугольного сечения шириной b

$$\alpha_m = \frac{M_b}{\gamma_{b2}R_b b h_0^2} = \frac{116{,}2\ 10^6}{0{,}9\ 8{,}5\ 200\ 560^2} = 0{,}242$$

В прилож 21 $\alpha_m = 0{,}242$ соответствует $\xi = 0{,}28 < \xi_R = 0{,}68$ (см. прилож 17), т е граничное условие соблюдается

5 По формуле (168),

$A_{s1} = \xi b h_0 R_b / R_s =$

$= 0{,}28\ 20\ 56\ 0{,}9\ 8{,}5/280 \approx 8{,}57$ см²

6 По формуле (186) вычисляем полную площадь сечения арматуры

$A_s = A_{s1} + A_{sov} = 8{,}57 + 2{,}18 = 10{,}75$ см²

По прилож 8 принимаем арматуру 4 ∅ 18 А-II, $A_s = 10{,}18$ см² (−5 %)

6. Элементы таврового и двутаврового сечений с двойной арматурой. Двойную арматуру в тавровых сечениях применяют по тем же соображениям, что и в прямоугольных сечениях В общем случае тавровые сечения могут иметь напрягаемую A_{sp} и ненапрягаемую A_s арматуру в растянутой зоне сечения и напрягаемую A'_{sp} и ненапрягаемую A'_s арматуру в сжатой зоне сечения (рис 88) При этом площадь сечения арматуры A_s принимают минимальной, так как прочность ее ниже прочности напрягаемой арматуры A_{sp} Площадь сечения арматуры A'_{sp} также принимают минимальной, так как усилие ее предварительного напряжения P'_1 может создавать изгибающий момент, суммирующийся с моментом внешних сил, и тем самым снижать несущую способность элемента (см § 12) Для общего случая формула прочности (175) принимает такой вид

$$M \leqslant M_u = M_{b\,max} + M'_s + M'_{ov} + M'_{sp}, \quad (192)$$

$$M_{b\,max} = R_b b x_R z_b =$$

$$= R_b b x_R (h_0 - 0{,}5x_R) = \alpha_R R_b b h_0^2, \quad (193)$$

$$M'_{ov} = R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f), \quad (194)$$

где $M_{b\,max}$ – максимальный момент ребра (рис 88, *а*), определяют при $\alpha_m = \alpha_R$, M'_{ov} – максимальный момент сжатых свесов (рис 88, *б*), M'_s, M'_{sp} – соответственно моменты, воспринимаемые арматурой A'_s и A'_{sp} и соответствующей им частью растянутой арматуры $(A_{sp} + A_s)_3$ и $(A_{sp} + A_s)_4$ *,

$$M'_s = R_{sc}A'_s z_s, \quad M'_{sp} = \sigma_{sc}A'_{sp}z_{sp} \quad (195)$$

Формула (171) для определения высоты бетона сжатой зоны принимает вид

$$\xi_R R_b b h_0 + R_b(b'_f - b)h'_f + \sigma_{sc}A'_{sp} + R_{sc}A'_s =$$

$$= \gamma_{s6}R_{sp}A_{sp} + R_s A_s \quad (196)$$

Тавровые сечения с двойной арматурой рассчитывают по аналогии с тавровыми сечениями с одиночной арматурой

Для случая 2, когда высота бетона сжатой зоны сечения опускается ниже по-

* Для краткости эти моменты будем называть моментом арматуры соответственно A'_s и A'_{sp}

лки (пересекает ребро), порядок подбора размеров сечения и арматуры сводится к следующему. 1) по формуле (188) определяют предварительную высоту элемента, ширина ребра сечения элемента $b = (0,4...0,5)h$, 2) площадь сечения сжатой напрягаемой арматуры A'_{sp} определяют расчетом на образование или раскрытие трещин от воздействия усилия P_2 (с учетом всех потерь); 3) находят площадь сечения продольной ненапрягаемой арматуры

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2 - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) - \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp})}{R_{sc}(h_0 - a'_s)}, \qquad (197)$$

где α_R – берут по прилож 22, 4) по формуле (196) определяют усилие в продольной арматуре S, равное $N_{sp} = \gamma_{s6}R_{sp}A_{sp} + R_sA_s$, по усилию N_{sp} определяют площадь искомой арматуры $(A_{sp} + A_s)$

Количество ненапрягаемой арматуры A_s назначают по конструктивным соображениям и принимают минимальным. Увеличение малопрочной ненапрягаемой арматуры A_s ведет к перерасходу дефицитной стали и удорожанию элемента

§ 24. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов

1. Основные расчетные положения. Образование наклонных трещин в изгибаемых элементах (например, у опор балок, рис. 89) обусловлено совместным действием изгибающих моментов и поперечных сил Место их образования, наклон, раскрытие и развитие по высоте зависят от вида нагрузок, формы сечения, вида армирования, соотношения M/Q и других факторов Разрушение элементов по наклонным сечениям не менее вероятно, чем по нормальным (в пролете)

После образования наклонной трещины элемент разделяется на две части, связанные между собой в сжатой зоне бетоном над наклонной трещиной, а в растянутой зоне – продольной арматурой, хомутами и отгибами, пересекающими наклонную трещину

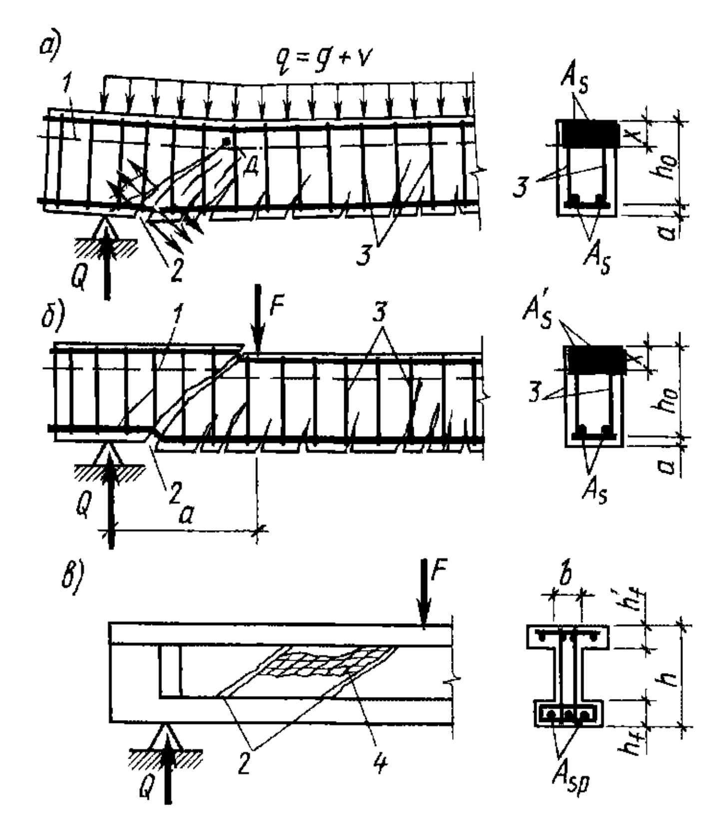


Рис 89 Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению

а – от доминирующего действия изгибающего момента, *б* – то же, поперечной силы, *в* – по сжатой полосе между наклонными трещинами, *1* – нулевая линия; *2* – наклонная трещина, *3* – хомуты, *4* – раздробление сжатой полосы стенки

С возрастанием внешней нагрузки разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев

● Случай 1 – раздробление бетона стенки по наклонной полосе между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений (рис 89, *в*)

$$\sigma_{mc} = -0{,}5\sigma_x - \sqrt{(0{,}5\sigma_x)^2 + \tau^2} \qquad (198)$$

Такое разрушение возможно при малой ширине b сечения элемента (тавровое, двутавровое, коробчатое) в зоне действия поперечных сил, когда величина главных сжимающих напряжений σ_{mc} может превзойти прочность бетона на сжатие R_b Это обусловлено возникновением в стенке двухосного напряженного состояния, при котором по взаимно перпендикулярным площадкам действуют сжимающие и растягивающие напряжения Последние существенно снижают прочность бетона на сжатие Это особенно касается тонкостенных балок, в которых от совместного действия предварительного обжатия и внешних нагрузок в стенке

возникают значительные сжимающие усилия

Экспериментально установлено, что прочность стенки элементов, армированных хомутами, по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена, если соблюдено условие

$$h_0 \geqslant Q/(0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b), \quad (199)$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leqslant 1{,}3, \quad (200)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (201)$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, принимают не менее h_0 от опоры; φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, φ_{b1} – коэффициент, оценивающий способность различных видов бетона к перераспределению усилий, R_b – в МПа, b – в см, $\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения арматуры к бетону, $\mu_w = A_{sw}/(bs)$ – коэффициент поперечного армирования по длине элемента, A_{sw} – площадь сечения хомутов в одной плоскости, нормальной к продольной оси элемента, s – расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним, β – коэффициент, равный 0,01,– для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетона, 0,02 – для легкого бетона

При этом исключаются чрезмерное раскрытие наклонных трещин и затруднения при конструировании элементов с недостаточными высотами поперечного сечения Если условие (199) не соблюдается, то необходимо увеличить размеры сечения элемента или повысить класс бетона (при применении малопрочных бетонов)

● Случай 2 – сдвиг по наклонному сечению от доминирующего действия поперечной силы (рис 89, *б*) Образование наклонной трещины начинается в середине боковых граней, где касательные напряжения τ от поперечной силы достигают максимума

$$\tau_{max} = \sigma_{mt} = Q/(bh_0) \geqslant 2{,}5R_{bt}, \quad (202)$$

где σ_{mt} – главные растягивающие напряжения на уровне нулевой линии элементов без напрягаемой арматуры Вследствие неупругих свойств бетона касательные напряжения распределяются равномерно по сечению, поэтому наклонная трещина раскрывается примерно одинаково по всей своей длине При разрушении происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали. Такое разрушение возможно только при хорошо заанкеренной рабочей арматуре, препятствующей взаимному повороту частей элемента В результате совместного действия сжимающих и срезающих усилий разрушается (срезается) бетон сжатой зоны.

Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы производят в обязательном порядке Для увеличения трещиностойкости элементов по наклонным сечениям применяют напрягаемую поперечную арматуру, отгиб части продольной напрягаемой арматуры или криволинейную напрягаемую арматуру (см рис 70) Наличие предварительного напряжения в какой-либо арматуре не влияет на прочность наклонного сечения, потому что к моменту максимально допустимого раскрытия трещин предварительное напряжение в арматуре полностью погашается

Если касательные напряжения не достигают своего максимального значения ($\tau_{max} \leqslant 2{,}5R_{bt}$), то наклонные трещины не образуются В этом случае условие (202) принимает вид

$$h_0 \geqslant Q/(2{,}5R_{bt}b). \quad (203)$$

Из условия необходимости постановки хомутов в общем случае рабочая высота сечения элементов

$$h_0 \leqslant Q/(\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b], \quad (204)$$

$$\varphi_f = 0{,}75(b'_f - b)h'_f/(bh_0) \leqslant 0{,}5, \quad (205)$$

$$\varphi_n = 0{,}1N/(R_{bt}bh_0) \leqslant 0{,}5, \quad (206)$$

где φ_{b3} – коэффициент, принимают для тяжелого бетона – 0,6; мелкозернистого – 0,5, легкого марки средней плотности D 1900 и более – 0,5, D 1800 и менее – 0,4; φ_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах

При этом b'_f принимают не более $b + 3h'_f$, а поперечную арматуру надежно анкеруют в полке и ее количество принимают не менее $0{,}0015bh_0$, φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил Для предварительно на-

пряженных конструкций в формулу (206) вместо силы N подставляют усилие предварительного обжатия бетона $P = \sigma_{sp}A_{sp} - \sigma_s A_s$ Тогда при действии растягивающих сил

$$\varphi_n = -0{,}2N/(R_{bt}bh_0) \leqslant 0{,}8. \qquad (207)$$

Значение $1 + \varphi_f + \varphi_n$ во всех случаях принимают не более 1,5.

При соблюдении условия (203) расчет наклонных сечений на прочность по поперечной силе не производят.

При расположении сосредоточенной силы F близко к опоре ($a_1/h \leqslant 1 \ldots 1{,}5$, см рис. 89, *б*) трещиностойкость наклонных сечений увеличивается тем больше, чем ближе сила F расположена к опоре В таких случаях наклонные трещины не появляются и при $Q > 2{,}5R_{bt}bh_0$ [см условие (203)]. Расчет наклонных сечений таких элементов выполняют как для элементов без хомутов и отгибов (см. ниже). При обеспечении прочности наклонных сечений хомуты и отгибы устанавливают конструктивно или вовсе не устанавливают

При расчете наклонных сечений элементов с продольной рабочей арматурой, расположенной в 2 ряда и более, допускается рабочую высоту сечения h_0 принимать равной расстоянию от сжатой грани до центра тяжести нижнего ряда арматуры, т е больше, чем при расчете нормальных сечений

● Случай 3 – излом по наклонному сечению от доминирующего действия изгибающего момента M Под воздействием постепенно возрастающего изгибающего момента главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{mt} = -0{,}5\sigma_x + \sqrt{(0{,}5\sigma_x)^2 + \tau^2} \qquad (208)$$

преодолевают сопротивление бетона на осевое растяжение $R_{bt,ser}$, и образуется наклонная трещина с максимальным раскрытием в растянутой зоне Бетон растянутой зоны в наклонном сечении выключается из работы и все растягивающие усилия передаются на продольную и поперечную арматуру. Происходит взаимный поворот частей элемента вокруг мгновенного центра вращения, расположенного в центре тяжести *Д* сжатой зоны сечения. При слабом заанкеривании арматура выдергивается даже при небольших значениях изгибающего момента, а при хорошем – напряжения в ней достигают физического σ_y (условного $\sigma_{0{,}2}$) предела текучести или временного сопротивления (для высокопрочной проволоки) σ_u, сжатая зона сокращается по высоте и разрушается (рис 89, *а*)

Если главные растягивающие напряжения не достигают $R_{bt,ser}$, то наклонная трещина не образуется и поперечная сила полностью воспринимается одним бетонным сечением Прочность наклонных сечений на действие момента M надежно обеспечивается простыми конструктивными мероприятиями, поэтому часто специальных расчетов не производят

Прочность элементов по наклонным сечениям на совместное действие изгибающего момента M и поперечной силы Q рассчитывают по приближенной методике – в зависимости от случая разрушения элементов

2. Расчет на действие поперечной силы. ● Случай 2 – разрушение балки по наклонному сечению (см рис 89, *б*) указывает на недостаточность прочности ее наклонных сечений по поперечной силе Q Основное уравнение прочности получают из условия равновесия $\sum y = 0$ внешних и внутренних сил приопорной части элемента (рис 90, *б*) Прочность наклонного сечения считают обеспеченной, если поперечная сила от внешних нагрузок Q меньше поперечной силы Q_u, воспринимаемой наклонным сечением ($Q \leqslant Q_u$),

$$Q \leqslant Q_u = Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \qquad (209)$$

$$Q_{sw} = \sum R_{sw}A_{sw} \text{ или } Q_{sw} = q_{sw}c_0, \qquad (210)$$

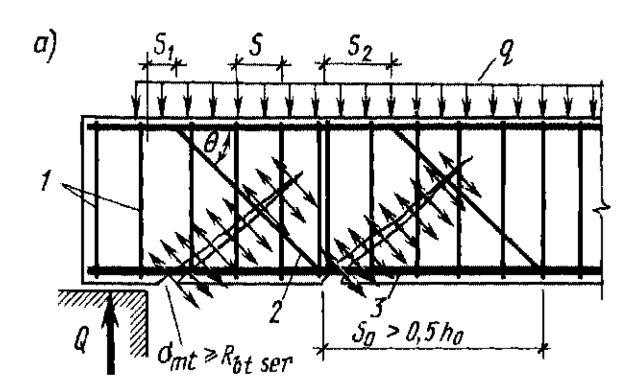
$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s, \qquad (211)$$

$$c_0 = \sqrt{[\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2]/q_{sw}}\sqrt{k/q_{sw}}, \qquad (212)$$

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw}A_{s,inc}\sin\theta, \qquad (213)$$

$$Q_b = k/c = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2]/c, \qquad (214)$$

где Q_{sw} – поперечное внутреннее усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, пересекающей наклонную трещину (рис 90, *б*), $Q_{s,inc}$ – поперечное внутреннее усилие, воспринимаемое отгибами, пересекающими наклонную трещину, Q_b – предельное поперечное внутреннее



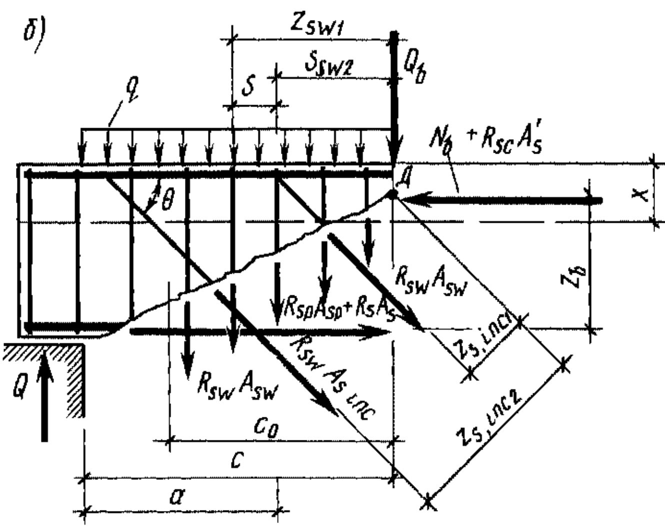


Рис 90 К расчету наклонных сечений

а — схема образования наклонных трещин, *б* — расчетная схема, *1* — хомуты, *2* — отгибы, *3* — рабочая арматура

усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в армированном наклонном сечении, q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения; c_0 — длина участка элемента, на котором учитывают работу хомутов (рис 90, *б*), или длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента, уравнение (212) в общем случае получают из условия минимума функции (209) (в данном случае оно получено из (217), т е при отсутствии отгибов), где в значение Q_b вместо c подставляют c_0; θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента, φ_{b2} — коэффициент, учитывающий вид бетона, принимают $\varphi_{b2} = 2$ — для тяжелого и ячеистого бетона; 1,7 — для мелкозернистого бетона, 1,9 — для легкого бетона при марке по плотности, равной или более D1900, 1,75 и 1,5 — при D1800 и менее соответственно при плотном и пористом песке

$$Q_{b\,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 \qquad (215)$$

Значение Q_b, вычисленное по формуле (214), принимают не более $2{,}5 R_{bt} b h_0$ и не менее $Q_{b\,min}$, где φ_{b3}, φ_f и φ_n — коэффициенты, имеют то же значение, что и в формуле (204), c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента (рис. 90, *б*)

Для элементов без предварительно напряженной арматуры

$$Q_b = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2] / c \qquad (216)$$

Сущность расчета наклонных сечений на действие поперечной силы Q сводится к проверке достаточности бетонного сечения и продольной арматуры, определению необходимой площади и правильному размещению хомутов и отгибов.

При расчете на действие поперечной силы необходимо также обеспечить прочность по наклонному сечению в пределах участка между хомутами s, между опорой и отгибом s_1 и между отгибами s_2 (рис. 90, *а*).

3. Расчет хомутов. При несоблюдении условия (203) наклонные сечения усиливают хомутами (рис 91) Усилие, которое воспринимают бетон, сжатый в наклонном сечении, и хомуты, получают из уравнения (209), подставив в него значения Q_b и Q_{sw}, определяемые из уравнений (214) и (210). Основное условие прочности наклонного сечения, армированного хо-

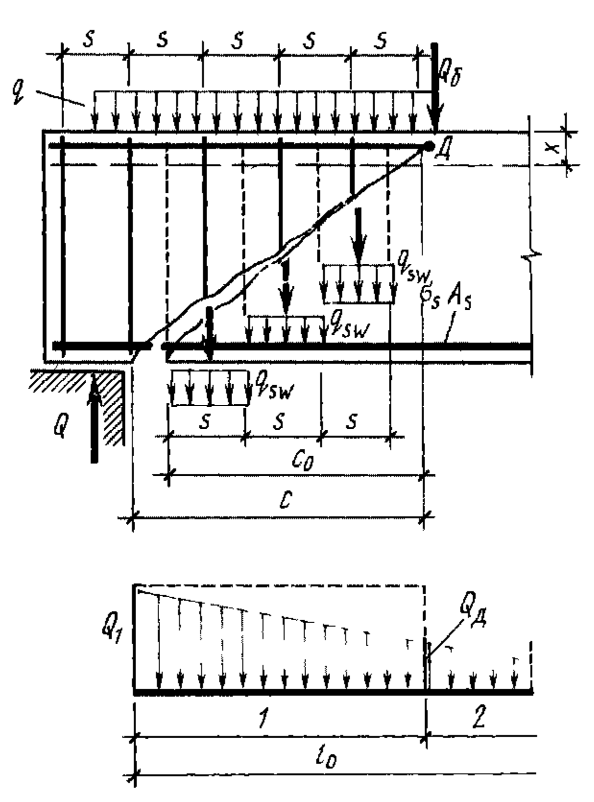


Рис 91 Усиление наклонных сечений хомутами

1, 2 — расчетные участки

мутами, по поперечной силе получает вид

$$Q \leqslant Q_u = k/c + q_{sw}c, \qquad (217)$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки в наиболее удаленном от опоры конце наклонного сечения, q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения (211); k – коэффициент, имеет то же значение, что в формуле (212)

Условие (217) показывает, что предельная поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением, изменяется в зависимости от длины его проекции c на продольную ось элемента При уменьшении угла наклона второе слагаемое увеличивается, потому что все большее количество хомутов оказывается в наклонном сечении, а первое слагаемое (предельная поперечная сила, воспринимаемая сжатой бетонной наклонной полосой) уменьшается. При увеличении угла наклона (уменьшении проекции c) наблюдают обратную картину Следовательно, самым опасным наклонным сечением будет такое, в котором сумма слагаемых в формуле (217) будет наименьшей Положение опасного наклонного сечения в зависимости от длины c определяют по правилам нахождения минимума функции, т е из условия, что производная от поперечной силы по длине этого участка равна нулю

$$\frac{dQ}{dc} = q_{sw} - \frac{k}{c^2} = 0,$$

откуда получают условие (212), определяющее длину c_0 проекции опасной трещины на продольную ось элемента

При большей длине проекции наклонного сечения опытная несущая способность Q_u меньше расчетной, полученной по формуле (217) При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geqslant [\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b]/2 = \\ = Q_{b\,min}/(2h_0), \qquad (218)$$

где φ_{b3}, φ_f, φ_n – коэффициенты, см формулу (204) Разрешается не выполнять условие (218), если в формуле (214) коэффициент k принять равным $2h_0^2 q_{sw}\varphi_{b2}/\varphi_{b3}$, т. е. когда при проверке условия (217) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c, не превышающих расстояния от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $(\varphi_{b2}/\varphi_{b3})h_0$

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки имеем невыгоднейшее значение c_0 при $q_1 \leqslant 0{,}56q_{sw}$ или $q_1 \leqslant 0{,}14\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b$

$$c_0 = \sqrt{k/q_1}, \qquad (219)$$

при не выполнении этих условий

$$c_0 = \sqrt{k/(q_{sw} + q_1)}, \qquad (220)$$

где q_1 – нагрузка

Если равномерно распределенная нагрузка q всегда сплошная, то $q_1 = q$

Если нагрузка q включает в себя временную эквивалентную равномерно распределенную нагрузку v (т е временная нагрузка несплошная, а эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки v всегда огибает эпюру M от любой фактической временной нагрузки), то $q_1 = g + v/2$, где g – постоянная сплошная нагрузка При этом значение Q принимают равным $Q_{max} - q_1 c$, где Q_{max} – поперечная сила в опорном сечении

Определение требуемой интенсивности хомутов q_{sw} производят следующим образом

● При действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях c_i от опоры, для каждого наклонного сечения с длиной проекции c_i, не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение интенсивности хомутов q_{sw} определяют в зависимости от коэффициента $\chi = (Q_i - Q_{bi})/Q_{bi}$ по одной из следующих формул

если $\chi_i = \chi_{oi} = Q_{b\,min}c_0/(Q_{bi}2h_0)$, то

$$q_{sw,i} = Q_i/c_0 \;\; \chi_{oi}/(\chi_{oi} + 1), \qquad (221)$$

если $\chi_{oi} \leqslant \chi_i \leqslant c_i/c_0$, то

$$q_{sw,i} = (Q_i - Q_{bi})/c_0; \qquad (222)$$

если $c_i/c_0 < \chi_i \leqslant c_i/h_0$, то

$$q_{sw\,i} = (Q_i - Q_{bi})^2/k, \qquad (223)$$

если $\chi > c_i/h_0$, то

$$q_{sw\,i} = (Q_i - Q_{bi})/h_0, \qquad (224)$$

где h_0 принимают не более c_i, Q_i – поперечная сила в нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры, $c_0 = c_i$, но не более $2h_0$ Окончательно принимают наибольшее значение $q_{sw,i}$

● При действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q значение интенсивности хомутов определяют по формулам

при $Q_{max} \leqslant Q_{b1}/0{,}6$ $q_{sw} = (Q^2_{max} - Q^2_{b1})/(4k)$, (225)

при $k/h_0 + Q_{b1} > Q_{max} > Q_{b1}/0{,}6$

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b1})^2/k \qquad (226)$$

Принимают $q_{sw} \geqslant (Q_{max} - Q_{b1})/(2h_0)$; (227)

при $Q_{max} > \dfrac{k}{h_0} + Q_{b1}$, $q_{sw} = \dfrac{Q_{max} - Q_{b1}}{h_0}$, (228)

$$Q_{b1} = 2\sqrt{kq_1}, \qquad (229)$$

где Q_{max} – поперечная сила в опорном сечении; Q_{b1} – поперечная сила, q_1 – см формулу (220), k – см формулу (214)

В том случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию (218), то снова вычисляют q_{sw} по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2h_0}\right)^2} \qquad (230)$$

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2} (например, увеличением шага хомутов) условие (217) проверяют при значениях c, превышающих l_1 – длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (рис. 92) При этом $q_{sw}c_0$ заменяют выражениями:

при $c - l_1 < c_{01}$ на $q_{sw\,1}c_{01} - (q_{sw\,1} - q_{sw\,2})(c - l_1)$,

при $c_{02} > c_1 - l_1 \geqslant c_{01}$ на $q_{sw2}(c - l_1)$, (231)

при $c - l_1 > c_{02}$ на $q_{sw2}c_{02}$,

где значение c_{01} и c_{02} определяют по

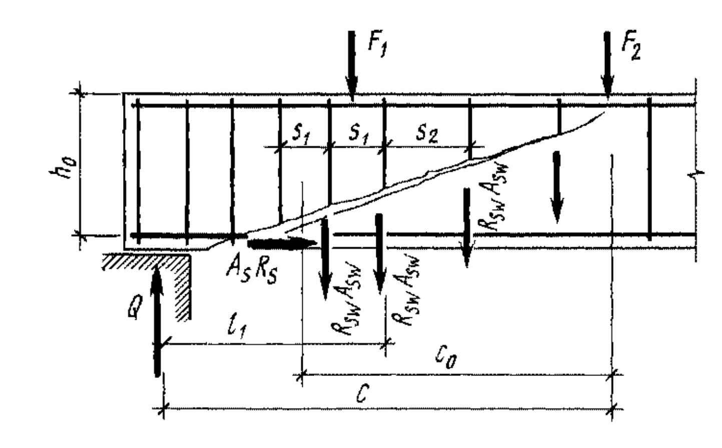


Рис 92 Уменьшение интенсивности хомутов от опоры к пролету

формуле (212) при q_{sw}, соответственно равном q_{sw1} и q_{sw2}

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длину участка с интенсивностью q_{sw1} принимают при $q_1 > q_{sw1} - q_{sw2}$

$$l_1 = c - \frac{k/c + q_{sw1}c_{01} - Q_{max} + q_1c}{q_{sw1} - q_{sw2}}, \qquad (232)$$

где

$$c = \sqrt{\frac{k}{q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})}} \leqslant \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0, \qquad (233)$$

при $q_1 \leqslant q_{sw1} - q_{sw2}$,

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,\,min} + q_{sw2}c_{01})}{q_1}$$

здесь q_1 имеет то же значение, что и в формуле (220).

Для уменьшенной интенсивности хомутов q_{sw2} выполнять условие (218) не обязательно

Максимальное расстояние между поперечными хомутами s_{max} (рис 90, *а*), между опорой и концом отгиба s_1, ближайшего к опоре, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба s_2 назначают из условия недопущения образования наклонной трещины между ними, т е между поперечными стержнями расчетная поперечная сила Q должна полностью восприниматься одним бетоном наклонного сечения ($Q \leqslant Q_u$) При этом вводят коэффициент φ_{b4}, которым учитывают неточность размещения поперечных стержней и отклонения направления трещин вследствие неоднородности бетона Тогда по формуле

(214) при $c = s_{max}$ получим

$$s_{max} = [\varphi_{b4}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2]/Q, \qquad (234)$$

где φ_{b4}, φ_n – коэффициенты [см. формулы (236) и (206)]

Пример. Свободно опертый ригель перекрытия пролетом $l = 8{,}3$ м нагружен равномерно распределенной нагрузкой временной эквивалентной $v = 114$ кН/м и постоянной $g = 46$ кН/м Размеры поперечного сечения $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $h_0 = 700$ мм, бетон тяжелый В30 ($R_b = 15{,}5$ МПа, $R_{bt} = 1{,}1$ МПа с учетом $\gamma_{b2} = 0{,}9$), хомуты сварные из арматуры класса А-III ($R_{sw} = 290$ МПа), усилие предварительного обжатия $P = 1600$ кН
Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить, на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен их шаг

Решение. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении

$$Q_{max} = ql/2 = 160 \cdot 8{,}3/2 = 664 \text{ кН},$$

где $q = g + v = 114 + 46 = 160$ кН/м

По формуле (206) определяют требуемую интенсивность хомутов приопорного участка Поскольку

$$\varphi_n = 0{,}1P/(R_{bt}bh_0) = 0{,}1 \cdot 160 \times$$
$$\times 10^3/(1{,}1 \cdot 300 \cdot 700) = 0{,}693 > 0{,}5,$$

принимают $\varphi_n = 0{,}5$

По формуле (214), при $\varphi_f = 0$ и $\varphi_{b2} = 2$

$$k = \varphi_{b2}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}1 \times$$
$$\times 300 \cdot 700^2 = 485 \cdot 10^6 \text{ Н мм} = 485 \text{ кН/м},$$

$$q_1 = g + v/2 = 46 + 114/2 = 103 \text{ кН/м (Н/мм)},$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{kq_1} = 2\sqrt{485 \cdot 103} = 447 \text{ кН}$$

Так как $Q_{b1}/0{,}6 = 447/0{,}6 = 745$ кН, $Q_{max} = 664$ кН, интенсивность хомутов

$$q_{sw} = (Q_{max}^2 - Q_{b1}^2)/(4k) = (664^2 - 447^2) \times$$
$$\times 10^6/(4 \cdot 485 \cdot 10^6) = 124{,}3 \text{ Н/мм}$$

При этом $(Q_{max} - Q_{b1})/(2h_0) = (664 - 447) \cdot 10^3/2 \cdot 700 = 155 > 124{,}3$ Н/мм

Принимают $q_{sw} = 155$ Н/мм Шаг у опоры составляет не более $1/3h = 800/3 = 266$ мм и не более 500 мм, а в пролете не более $3/4h = 600$ мм и не более 500 мм Максимально допустимый шаг у опоры, по формуле (234),

$$S_{max} = [\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2]/Q_{max} =$$
$$= 1{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 300 \cdot 700^2/(664 \cdot 10^3) = 0{,}365 \text{ м}$$

Окончательно принимают шаг хомутов у опоры $S_1 = 250$ мм, а в пролете $S_2 = 2S_1 = 500$ мм Отсюда $A_{sw} = q_{sw}S/R_{sw} = 155 \times 250/290 = 134$ мм^2

Принимают в поперечном сечении два хомута диаметром 10 мм, $A_{sw} = 157$ мм^2

Тогда $q_{sw} = R_{sw}A_{sw1}/S_1 = 290 \cdot 157/250 = 182$ Н/мм, $q_{sw2} = 0{,}5q_{sw1} = 91$ Н/мм

Определяют длину участка с наибольшей интенсивностью хомутов q_{sw1} Так как $q_{sw1} - q_{sw2} = 182 - 91$ Н/мм $< q_1 = 103$ Н/мм, то

$$c = \sqrt{\frac{k}{q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})}} =$$
$$= \sqrt{\frac{485}{103 - 91}} = 6{,}36 \text{ м} > \varphi_{b2}/(\varphi_{b3}h_0) =$$
$$= 2/0{,}6 \cdot 0{,}7 = 2{,}33 \text{ м}$$

По формуле (212), при $q_{sw1} = q_{sw} = 182$ Н/м вычисляют

$$c_{01} = \sqrt{k/q_{sw1}} = \sqrt{485/182} = 1{,}632 \text{ м}$$

Тогда

$$l_1 = c - \frac{k/c + q_{sw1}c_{01} - Q_{max} + q_1 c}{q_{sw1} - q_{sw2}} =$$
$$= 2{,}33 - \frac{485/2{,}33 + 182 \cdot 1{,}63 - 664 +}{91} \rightarrow$$
$$\rightarrow \frac{+ 103 \cdot 2{,}33}{} = 1{,}45 \text{ м} < l/4 = 8{,}3/4 = 2{,}08 \text{ м}$$

Принимают длину участка с шагом хомутов $s = 250$ мм не менее 2,08 м

4. Расчет отгибов. Под отгибами понимают наклонные участки стержней рабочей продольной арматуры при отводе ее из растянутой зоны элемента в сжатую зону (рис 90, *а, б*)

Редко поставленные отгибы ($S_{inc} > 0{,}5h_0$) применяют в тех случаях, когда требуется усиление отдельных частей элемента – в зонах действия больших поперечных сил Отгибы устанавливают на участках, где расчетная поперечная сила Q больше поперечной силы, воспринимаемой бетоном и хомутами в наивыгоднейшем наклонном сечении, $Q > Q_u$ Отогнутые стержни предусматривают также при армировании элементов вязаными каркасами и в коротких консолях Отгибание стержней осуществляют по дуге радиуса не менее $10d$ На концах отогнутых стержней устраивают прямые участки без крюков длиной не менее $0{,}8l_{an}$, но не менее $20d$ – в растянутой зоне и $10d$ – в сжатой зоне для арматуры периодического профиля и такие же участки, но с крюками – для гладкой арматуры (см рис 35)

Проверку прочности наклонных сечений элементов, армированных хомутами и отгибами, производят в наиболее опасных местах у грани опоры, у начала отгибов и границы изменения интенсивности хомутов (диаметр и шаг хомутов). При этом поперечную силу, воспринимаемую хомутами и бетоном наклонного сечения Q в любом наивыгоднейшем наклонном сечении, определяют по формуле (217) Силу, воспринимаемую отгибами, определяют из условия равновесия $\sum y = 0$

$$Q_{s\ inc} = \sum A_{s,\ inc} R_{sw} \sin\theta, \qquad (235)$$

где $\sum A_{s,\ inc}$ – площадь сечения всех отгибов, пересекающих наклонное опасное сечение с длиной проекции трещины c_0, θ – угол наклона отгибов к продольной оси элемента

Здесь значение c_0 принимают равным длине участка элемента в пределах рассматриваемого наклонного сечения, для которого выражение $q_{sw}c_0 + Q_{s,\ inc} + k/c_0$ принимает минимальное значение Для этого рассматривают участки от конца наклонного сечения или от конца отгиба в пределах длины c до начала отгиба, более близкого к опоре или до опоры (см рис. 90), при этом длину участка принимают не более значения c_0, определяемого по формуле (212)

Значение c принимают равным расстоянию от опоры до конца отгиба, а также до места приложения сосредоточенных сил (см рис 90)

Наклон отгибов к оси продольной арматуры элементов принимают равным 45°, в балках высотой более 80 см – до 60°, а в балках и плитах высотой 30 см и менее – до 30°

Стержни с отгибами располагают симметрично относительно продольной оси балки на расстоянии от боковых граней элемента не менее $2d$, где d – диаметр отгибаемого стержня Расчет наклонных сечений элементов переменной высоты и в подрезках (места резкого уменьшения высоты нормального сечения) аналогичен расчету элементов постоянной высоты

5. Расчет элементов без поперечной арматуры. Поперечную арматуру не устанавливают в сплошных плитах и часторебристых конструкциях высотой не более 300 мм Экспериментально установлено, что прочность по неармированным наклонным сечениям по длине элементов обеспечена, если соблюдают условие

$$Q \leqslant Q_{b1} = [\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2]/c = K_1/c, \qquad (236)$$

но не более 2,5 $R_{bt}bh_0$ и не менее $Q_{b\,min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$, φ_{b4} – коэффициент, принимают для тяжелого и ячеистого бетона 1,5, мелкозернистого – 1,2, легкого при марке средней плотности D 1900 и более – 1,2, D 1800 и менее – 1,0, Q_{b1} – предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, c – длина проекции наклонного сечения, принимают равной $2{,}5h_0 = (\varphi_{b4}/\varphi_{b3})h_0$; φ_{b3}, φ_n – коэффициенты и Q имеют то же значение, что и в условии (204)

При проверке условия (236) в общем случае задаются рядом значений c, равных или меньших $2{,}5h_0$

Правая часть неравенства (236) означает поперечную силу, воспринимаемую сжатой бетонной наклонной полосой элемента Это напоминает силу, воспринимаемую бетонным подкосом в консоли типа подкос с горизонтальной затяжкой (см рис. 110, *а*)

При отсутствии нормальных трещин в рассматриваемой зоне действия поперечных сил учитывают повышение прочности наклонного сечения элемента по сравнению с условием (236), исходя из условия

$$Q_b = Q_{crc} \leqslant b(I_{red}/S_{red})\tau_{xy,\ crc}, \qquad (237)$$

где I_{red}, S_{red} – соответственно приведенные момент инерции сечения относительно оси, проходящий через центр тяжести сечения, и статический момент части сечения, расположенного по одну сторону той же оси, определяют как для сплошного упругого тела, $\tau_{xy,\ crc}$ – касательное напряжение на уровне центра тяжести приведенного сечения, соответствующее образованию наклонных трещин, допускается определять без учета напряжения σ_y.

$$\tau_{xy\ crc} = R_{bt}\tau = R_{bt}(QS_{red}/(bI_{red})] \qquad (238)$$

Пример. Проверить прочность наклонных сечений сплошной плиты перекрытия без поперечной арматуры пролетом $l = 3$ м на дей-

ствие поперечной силы, напрягаемая арматура отсутствует, толщина плиты $h = 160$ мм, эквивалентная временная равномерно распределенная нагрузка $v = 54$ кН/м², нагрузка от собственного веса плиты и пола $g = 9$ кН/м², $a = 20$ мм, бетон тяжелый класса В25 ($R_{bt} = 1,0$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$)

Решение. Расчет ведут для полосы шириной $b = 1$ м $= 1000$ мм, $h_0 = h - a = 160 - 20 = 140$ мм

Полная нагрузка на плиту $q = v + g = 54 + 9 = 63$ кН/м Поперечная сила на опоре

$$Q_{max} = ql/2 = 63 \cdot 3/2 = 94,5 \text{ кН}$$

Проверяют условие (203)

$$h_0 = 140 \text{ мм} > Q/(2,5R_{bt}b) =$$
$$= 94,5 \cdot 10^3/(2,5 \cdot 1 \cdot 1000) = 38 \text{ мм}$$

Условие (203) соблюдается

Проверяют условие (236), принимая $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 140 = 350$ мм; $q_1 = g + v/2 = 9 + 54/2 = 36$ кН/м,

$$Q = Q_{max} - q_1c = 94,5 - 36 \cdot 0,35 =$$
$$= 81,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 81,8 \text{ кН}, \quad \varphi_{b4} = 1,5,$$
$$Q = 81,8 \text{ кН} < (\varphi_{b4}R_{bt}bh_0^2)/c =$$
$$= 1,5 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 140^2/350 = 84 \text{ кН}$$

Условие (236) соблюдается Следовательно, прочность неармированных наклонных сечений плиты по поперечной силе обеспечена

6. Расчет на действие изгибающего момента. Для третьего случая разрушения (рис 89, *а*) прочность по наклонному сечению будет достаточна, если изгибающий момент M от внешних нагрузок относительно центра тяжести бетона сжатой зоны сечения (точка *Д*, см рис 89, *б*) не превосходит суммы моментов внутренних расчетных усилий в продольной арматуре M_s, хомутах M_{sw} и отгибах $M_{s,inc}$, пересекаемых наклонной трещиной, относительно той же моментной точки *Д* ($M = M_u$)

$$M \leqslant M_u = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \tag{239}$$

$$M_s = R_sA_sz_s,$$
$$M_{sw} = \sum R_{sw}A_{sw}z_{sw}, \tag{240}$$
$$M_{s,inc} = \sum R_{s,inc}A_{s,inc}z_{s,inc},$$

где z_s, z_{sw}, $z_{s,inc}$ — расстояния от плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, хомутов и отгибов до указанной оси

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента производят в местах обрыва или отгиба продольной арматуры в пролете, а также в приопорной зоне балок у свободного края консолей, в местах подрезок и узлов При отсутствии у арматурных стержней анкеров расчетное сопротивление арматуры растяжению в месте ее пересечения наклонным сечением принимают ниже согласно п 5 табл 24 СНИП 2.03.01—84

При хомутах постоянной интенсивности

$$\sum R_{sw}A_{sw}z_{sw} = 0,5q_{sw}c^2, \tag{241}$$

где q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента [см формулу (211)], c — длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента, измеренная между точками приложения равнодействующих усилий в растянутой арматуре и в сжатой зоне

Для каждой плоскости отгибов

$$z_{s,inc} = z_s\cos\theta + (c - a_1)\sin\theta, \tag{242}$$

где a_1 — расстояние от начала наклонного сечения до начала отгиба в растянутой зоне (см рис 90, *б*)

Для свободно опертых балок наивыгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет длину проекции c для балок с постоянной высотой сечения

$$c = (Q - F_i - \sum R_sA_{s,inc}\sin\theta)/(q_{sw} + q), \tag{243}$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении, F_i, q — сосредоточенная и равномерно распределенная нагрузка в пределах наклонного сечения, q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента [см формулу (211)], θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента

Если значение c, определенное с учетом сосредоточенной силы F_i, оказывается меньше расстояния от грани опоры до этой силы, а без учета силы F_i — больше этого расстояния, то за значение c принимают расстояние до силы F_i Если в пределах длины c хомуты изменяют свою интенсивность с q_{sw1} у начала наклонного сечения до q_{sw2}, то значение c определяют по формуле (243) при $q_{sw} = q_{sw2}$ и при уменьшении числителя на

величину $(q_{sw1} - q_{sw2})l_1$, где l_1 – длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1}

Для балок с равномерно распределенной нагрузкой q и постоянной интенсивностью хомутов без отгибов условие (239) можно заменить формулой

$$Q \leqslant \sqrt{2(R_s A_s z_s - M_o)(q_{sw} + q)}, \qquad (244)$$

где Q – поперечная сила в опорном сечении, M_o – момент в сечении по грани опоры

Для консолей и опорных участков неразрезных балок с постоянной высотой сечения длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c = (Q_1 - \sum R_{sw} A_{s\ inc} \sin\theta) / q_{sw}, \qquad (245)$$

где Q_1 – поперечная сила в начале наклонного сечения

Начало наклонного сечения консолей располагается вблизи свободного конца в местах приложения сосредоточенных сил, а при действии равномерно распределенной нагрузки q – на расстоянии от свободного конца, равном $l_1 = l - c$, где l – вылет консоли; c – длина проекции наклонного сечения; определяют ее по формуле (245) при $Q_1 = ql_1$ При отсутствии отгибов

$$l_1 = lq_{sw} / (q_{sw} + q) \qquad (246)$$

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента рабочие стержни, обрываемые в пролете, заводят за точку теоретического обрыва (т е за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным несущей способности сечения без учета обрываемых стержней) (рис 93), на длину не менее W, определяемой по формуле

$$W = (Q - R_s A_{s\ inc} \sin\theta) / (2q_{sw}) + 5d \geqslant 20d, \qquad (247)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, θ – угол, см формулу (243); q_{sw} – см формулу (241), $5d$ – минимальная длина зоны анкеровки обрываемого стержня;

Значение W получают из условия равновесия моментов внешних сил M и внутренних предельных усилий M_u, действующих в сечении $2-2$, совпадающем

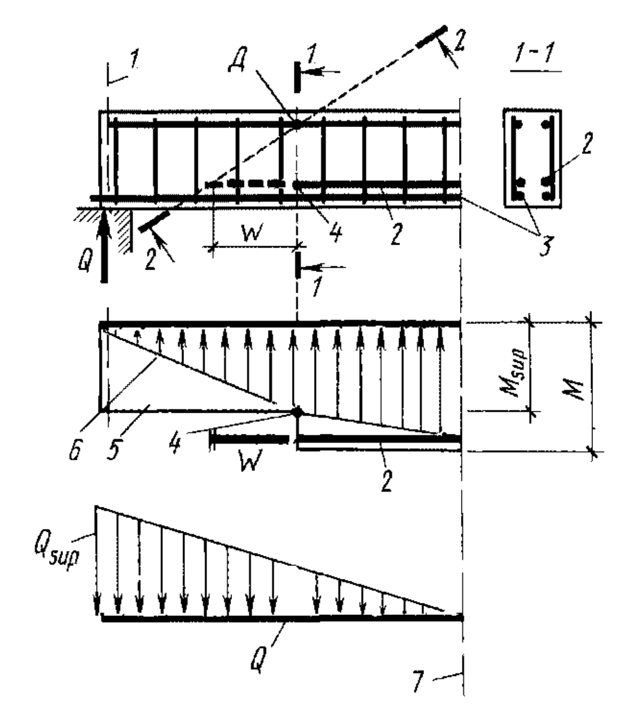


Рис 93 Построение эпюры материалов

1 – ось опоры, *2* – обрываемая арматура, *3* – то же, необрываемая, *4* – точка теоретического места обрыва арматуры, *5* – эпюра моментов, воспринимаемая арматурой, *6* – эпюра теоретических моментов, *7* – ось симметрии

с наклонной трещиной, начинающейся за фактическим местом обрыва стержня, относительно центра тяжести Д бетона сжатой зоны сечения Для элементов без поперечной арматуры принимают $W = 10d$

Расчетное сопротивление поперечной и отогнутой арматуры не снижают, так как стержни этой арматуры близко расположены к моментной точке Д (см. рис 90, *б*) и изгибающие моменты от внутренних усилий поперечной и отогнутой арматуры малы, при этом принимают, что продольная и поперечная арматура воспринимает лишь растягивающие усилия и не сопротивляется изгибу и срезу

● Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту считают обеспеченной, если соблюдают следующие простые конструктивные требования 1) запуск продольной арматуры за ось опоры должен быть не менее $10d$, когда по расчету поперечная арматура не требуется ($Q \leqslant 2{,}5R_{bt}bh_0$), и не менее $15d$, когда по расчету поперечная арматура требуется [$Q > 2{,}5R_{bt}bh_0$, см. формулу (203)]; при этом правую часть формулы (203) принимают с коэффициентом 2 вместо коэффициента 2,5, 2) на концах арматуры имеются надежные анкеры, или наклонные сечения пересекает продольную арматуру вне зоны анкеровки (т е при

$l_x > l_{an}$), 3) в растянутой зоне элементов на длине проекций наклонных сечений не образуются нормальные трещины, когда $M \leqslant M_{crc}$, определяемого по формуле (455), принимая в ней R_{bt} вместо $R_{bt,ser}$, 4) в целях экономии продольной арматуры разрешается до 50% площади ее поперечного сечения обрывать в пролете, где она для обеспечения прочности нормальных сечений уже не требуется; при этом запуск обрываемых в пролете стержней за точку теоретического обрыва (точка *1*, см. рис 93) должен быть не менее величины W, определяемой по формуле (247), 5) значение $c \leqslant 2h_0$

7. Построение эпюры арматуры. Под эпюрой арматуры понимают эпюру изгибающих моментов, выдерживаемых арматурой элемента Она наглядно показывает для каждого его сечения превышение величины изгибающего момента, соответствующего площади сечения арматуры, по сравнению с его теоретическим значением, чтобы это превышение свести к минимуму, необходимо лишнюю арматуру оборвать в пролете (см рис 93) или перевести в верхнюю зону

● Порядок определения места фактического обрыва продольных стержней в пролете сводится к следующему·

1) на эпюру моментов M от внешних нагрузок (см рис 93) наносят ординаты момента M_s, воспринимаемого нормальным сечением элемента с продольной арматурой, которую доводят до торца элемента (за край опоры, не менее двух стержней и не менее 50% от общего числа стержней в пролете)

$$M_s = R_s A_s z_b, \tag{248}$$

2) точки *1* пересечения ординаты M_s с эпюрой расчетных моментов определяют места теоретического обрыва стержней *2*. Места действительного обрыва стержней *2* отстоят от теоретической точки *1* на величину W [см. формулу (247)]. Чем ближе эпюра моментов *3*, соответствующая фактически установленной площади продольной арматуры, примыкает к теоретической огибающей эпюре моментов *4*, тем большую получают экономию арматуры С этой целью рекомендуется в растянутой зоне изгибаемых элементов устанавливать не менее четырех стержней, чтобы два из них можно было оборвать в пролете (см рис 32, *б* и 38, *б*) Высоту сжатой зоны сечения определяют из условия равновесия $\sum x = 0$ проекций усилий в бетоне и арматуре наклонного сечения на продольную ось элемента.

Пример. Дан ригель многоэтажной рамы с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил от равномерно распределенной нагрузки $q = 228$ кН/м (рис 94), бетон тяжелый класса B25, продольная и поперечная арматура класса A-III ($R_{sw} = 365$ МПа), хомуты $d = 10$ мм с шагом $s = 150$ мм ($A_{sw} = 236$ мм²) Определить расстояние от левой опоры до места обрыва первого стержня верхней арматуры.

Решение. Определяют предельный изгибающий момент, растягивающий опорную арматуру без учета обрываемого стержня при $x < 0$, так как $A_s = 1609$ мм² $< A_s'$:

$$M_u = R_s A_s (h_0 - a') = 365 \ 1609 (740 - 50) =$$

$$= 405 \text{ кН м}$$

По эпюре моментов находят x от опоры до места теоретического обрыва первого стержня из уравнения

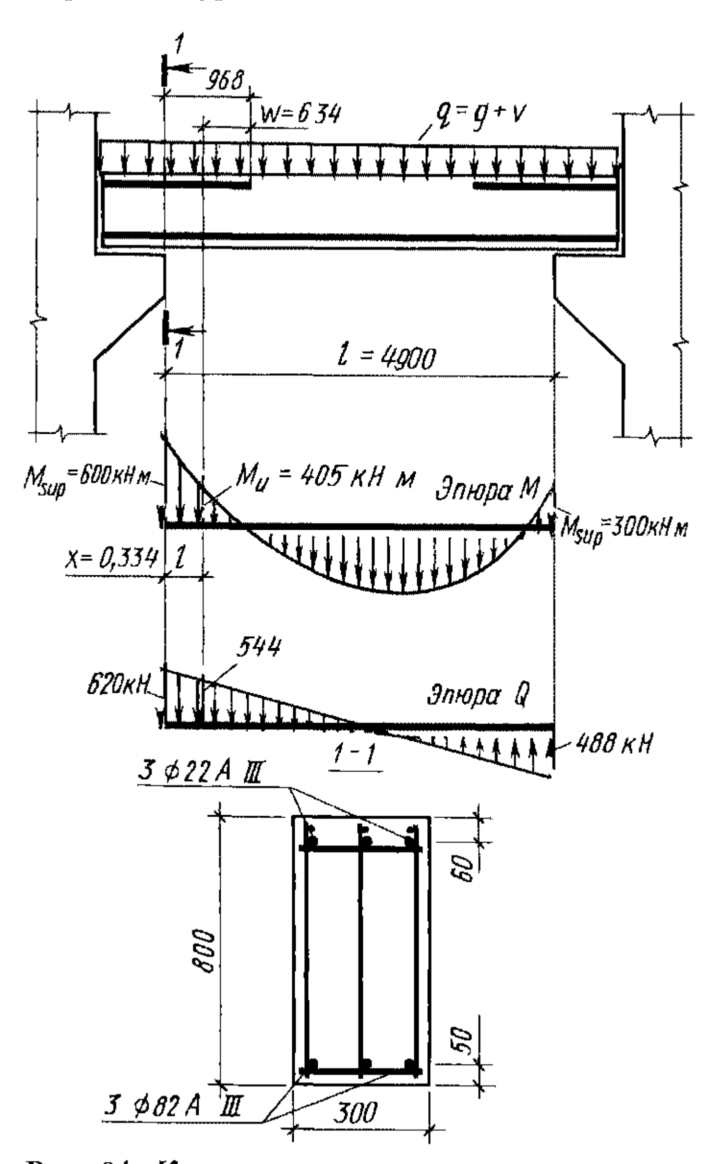


Рис 94 К расчету ригеля

$$M = M_{sup} - \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{l} x - \frac{ql}{2} x + \frac{q}{2} x^2 = M_u,$$

откуда

$$x = \left(\frac{l}{2} + \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{ql} \right) -$$

$$- \sqrt{\left(\frac{l}{2} + \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{ql} \right)^2 + 2 \frac{(M_{sup} - M_u)}{q}} =$$

$$= \left(\frac{4{,}90}{2} + \frac{600 - 300}{228 \cdot 4{,}90} \right) -$$

$$- \sqrt{\left(\frac{4{,}90}{2} + \frac{600 - 300}{228 \cdot 4{,}90} \right)^2 + \frac{2(600 - 405)}{228}} =$$

$= 0{,}334$ м

Поперечная сила в месте теоретического обрыва стержня $Q = Q_{max} - qx = 620 - 228 \cdot 0{,}334 = 544$ кН (см рис 94)

По формуле (211),

$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s = 290 \cdot 236/150 = 456 \text{ МПа} \cdot \text{мм}$$

По формуле (247) определяют длину W, на которую надо завести обрываемый стержень за точку его теоретического обрыва,

$$W = Q/(2q_{sw}) + 5d = \frac{544 \cdot 10^3}{(2 \cdot 456)} + 5 \cdot 32 = 756 \text{ мм}$$

Следовательно, расстояние от опоры до места обрыва стержня будет равно $x + W = 334 + 756 = 1090$ мм По даниым табл 3 определяют необходимое расстояние l_{an} от места обрыва стержня до вертикального сечения, в котором он используется полностью, $l_{an} = 29d = 29 \cdot 32 = 930 < 1090$ мм, следовательно, обрывают стержень на расстоянии 1090 мм от опоры

§ 25. Расчет прочности изгибаемых элементов с жесткой арматурой

1. Общие сведения. Экспериментально доказано, что совместная работа жесткой арматуры (рис 95) с бетоном сохраняется вплоть до разрушения элементов В период разрушения несущая способность жесткой арматуры и бетона сжатой зоны используются полностью, при этом несущая способность элементов не зависит от первоначальных напряжений в арматуре, приобретенных ею в процессе возведения конструкций

В балках, армированных низкими профилями (рис 95, *а*), для связи бетона сжатой зоны сечения с жесткой арматурой к последней приваривают специальные анкерные стержни или устанавливают хомуты При отсутствии связи бетона сжатой зоны с жесткой арматурой балка разрушается от среза бетона сдвигающими силами по плоскости контакта с жесткой арматурой Сечение хомутов или анкерных стержней определяют расчетом на поперечную силу (см § 24). В балках (рис 95, *б*), армированных высокими профилями (почти на всю высоту сечения), совместность работы обеспечивается и при отсутствии хомутов, так как сплошная металлическая стенка полностью воспринимает поперечную силу

До бетонирования элементов жесткую арматуру рассчитывают по нормам проектирования стальных конструкций на воздействие нагрузок, возникающих в процессе возведения зданий (от бетона и опалубки, транспорта, ветра)

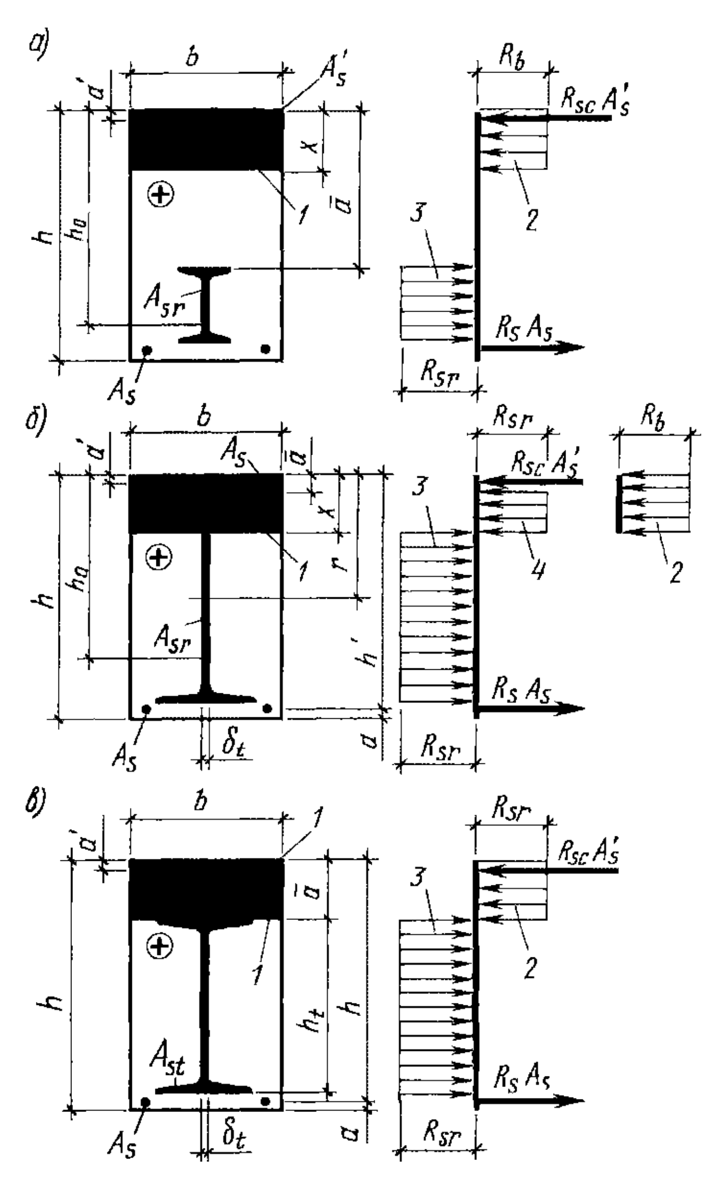


Рис 95 Случаи 1, 2, 3 (*а*, *б*, *в*) расположения нулевой линии для прямоугольного сечения

1 – сжатая зона сечения, *2* – напряжения в бетоне сжатой зоны; *3* – напряжения растяжения в жесткой арматуре, *4* – напряжения сжатия в жесткой арматуре

При расчете сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой различают три случая расположения нулевой линии (границы сжатой зоны). случай 1 – нулевая линия не пересекает профиль жесткой арматуры (рис 95, *а*); случай 2 – нулевая линия пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис 95, *б*), случай 3 – нулевая линия пересекает полку профиля жесткой арматуры (рис 95, *в*)

Расчетные формулы изгибаемых элементов с жесткой арматурой по аналогии с изгибаемыми элементами с гибкой арматурой выводят из двух основных условий равновесия внешних и внутренних сил $\sum M = 0$, $\sum x = 0$; при этом (вследствие упругопластических свойств бетона и стали) условно (менее $\approx 2\%$ от запаса прочности) расчетные эпюры напряжений – сжатия в бетоне и жесткой арматуре и растяжения в несущей арматуре – принимают прямоугольными

2. Прочность по нормальным сечениям прямоугольных элементов. Расчетные формулы прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой выводят в зависимости от трех случаев размещения жесткой арматуры по высоте сечения

● Случай 1 (см рис 95, *а*) – высоту сжатой зоны определяют из уравнения (160)

$$x = (R_{sr}A_{sr} + R_sA_s - R_{sc}A_s')/(bR_b) < \bar{a} \quad (249)$$

Если $x \leqslant \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяют по условию равновесия $\sum M = 0$ относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M \leqslant R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A_s'(h_0 - a') \quad (250)$$

Если $x > \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяют по условию (250), заменяя в нем x на $\xi_R h_0$

$$M \leqslant R_b bh_0^2 \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R) + R_{sc}A_s'(h_0 - a') \quad (251)$$

В формулах (249) и (251) A_{sr}, R_{sr} – соответственно площадь сечения и расчетное сопротивление жесткой арматуры сжатию, другие обозначения приведены на рис 95, $\xi_R = x_R/h_0$ – граничное значение относительной высоты сжатой зоны, принимают по формуле (135), в которой значение R_s равно наибольшей из величин расчетных сопротивлений гибкой или жесткой арматуры

● Случай 2 (см рис 95, *б*) – высоту сжатой зоны по-прежнему определяют из условия равновесия $\sum x = 0$

$$x = (2R_{sr}\delta_t r + R_sA_s - R_{sc}A_s')/(bR_b + 2R_{sr}\delta_t) \quad (252)$$

Уравнение прочности (250) принимает вид

$$M \leqslant 0{,}5R_b bx^2 + R_{sr}[W_{pl} + (r - x)^2\delta_t] + R_sA_s(h' - x) + R_{sc}A_s'(x - a'), \quad (253)$$

где W_{pl} – пластический момент сопротивления жесткой арматуры относительно оси, делящей сечение на две равновеликих площади, для двутавров и швеллеров $W_{pl} = 1{,}17W_{el}$, где W_{el} – «упругий» момент сопротивления, $(r - x)^2\delta_t$ – поправка к величине W_{pl}, равная пластическому моменту сопротивления части стенки профиля арматуры между нулевой линией сечения и центральной осью профиля арматуры

● Случай 3 (см рис 95, *в*) – при определении x по формуле (249) оказывается, что нулевая линия пересекает стенку жесткой арматуры, а при определении x по формуле (252) – не пересекает Следовательно, нулевая линия проходит в пределах толщины верхней полки профиля жесткой арматуры, является нерабочей и ее исключают из расчета прочности сечений Прочность сечения проверяют из условия равновесия $\sum M = 0$ относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M' \leqslant R_b b\bar{a}^2/2 + R_{sc}A'(\bar{a} - a') + R_{sr}(A_{st} + \delta_t h_t/2)h_t + R_sA_s(h' - \bar{a}), \quad (254)$$

где A_{st} – площадь сечения растянутой полки профиля

При этом если $\bar{a} > \xi_R h_0$ (где h_0 определено по случаю 1), то прочность сечения проверяют по условию (252)

3. Прочность по нормальным сечениям тавровых элементов. Прочность по нормальным сечениям тавровых элементов проверяют в зависимости от положения нулевой линии 1) если нулевая линия проходит в полке сечения, то расчет ведут по формулам (249) (254), как для прямоугольных сечений шириной, равной

ширине полки b'_f, 2) если нулевая линия пересекает ребро, то расчет производят с учетом сжатия в ребре в зависимости от случая расположения нулевой линии

● Случай 1 – нулевая линия не пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис 96, *а*). Высоту сжатой зоны определяют из условия равновесия $x = 0$

$$x = \frac{R_{sr}A_{sr} + R_sA_s - R_{sc}A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_bb} < \bar{a} \qquad (255)$$

Условие прочности нормального сечения ($M \leqslant M_u$) записывают относительно центра тяжести растянутой арматуры При $x \leqslant \xi_R h_0$

$$M \leqslant R_bbx(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s(h_0 - a') \qquad (256)$$

Если $x > \xi_R h_0$, то прочность проверяют по условию (256), принимая $x = \xi_R h_0$

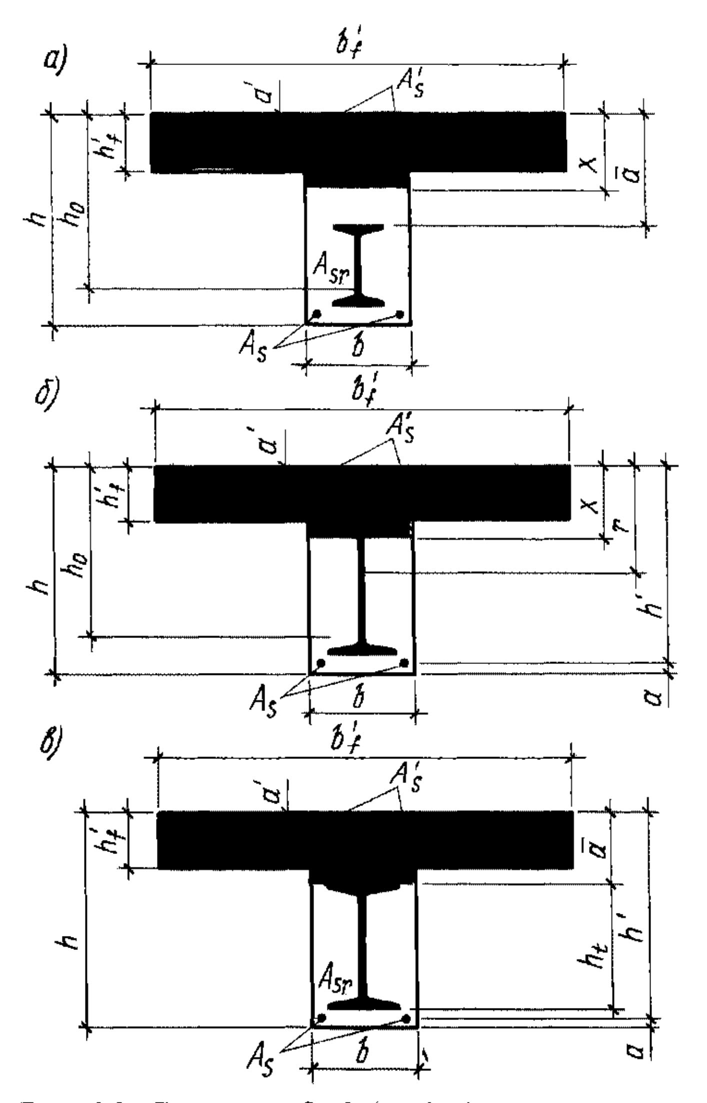


Рис 96 Случаи 1, 2, 3 (*а*, *б*, *в*) расположения нулевой линии для таврового сечения

● Случай 2 – нулевая линия пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис 96, *б*) Высоту сжатой зоны получают из условия равновесия $x = 0$

$$x = \frac{2R_{sr}r\delta_t + R_sA_s - R_{sc}A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_bb + 2R_{sr}\delta_t} > \bar{a} \qquad (257)$$

Условие прочности ($M \leqslant M_u$) нормального сечения записывают относительно нулевой линии, при $x \leqslant \xi_R h_0$

$$M \leqslant M_u = [(b'_f - b)h'_f(x - 0{,}5h'_f) + bx^2/2]R_b + R_{sc}A'_s(x - a') + R_{sr}[W_{pl} + (r - x)^2\delta_t] + R_sA_s(h' - x) \qquad (258)$$

● Случай 3 – нулевая ось пересекает полку профиля жесткой арматуры (рис 96, *в*) Это будет, когда величина x, найденная по формуле (255), больше $\bar{a}$, а найденная по формуле (257) – меньше $\bar{a}$. Условие прочности записывают относительно нулевой линии

$$M \leqslant M_u = [(b'_f - b)h'_f(\bar{a} - h'_f/2) + b\bar{a}^2/2]R_b + R_{sc}A'_s(\bar{a} - a') + R_{sr}h_t(A_{sf\ t} + \delta_th_t/2) + R_sA_s(h' - \bar{a}) \qquad (259)$$

При этом если $\bar{a} > \xi_R h_0$ (где h_0 определено по случаю 1), то прочность сечения проверяют по условию (256), принимая $x = \xi_R h_0$

4. Прочность наклонных сеченяй по поперечной силе. Экспериментальными исследованиями установлено, что характер разрушения по наклонным сечениям элементов с жесткой арматурой под действием расчетной поперечной силы Q не отличается от характера разрушения элементов с гибкой арматурой

Несущая способность стенки профиля и хомутов к моменту разрушения элемента по наклонным сечениям используется полностью (до предела текучести) При тонких стенках сечения (например, тавровые, двутавровые и др.) возможно разрушение элементов по наклонным сечениям от главных сжимающих напряжений Чтобы этого не произошло, необходимо соблюдать условие (203), в котором значение R_b для бетонов класса выше B25 принимают как для бетона класса B25

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе не производят, если соблюдается одно из условий

$$1)\ h_0 \geqslant Q/(2{,}5R_{bt}b);\ 2)\ Q \leqslant 0{,}8h_t\delta_t R_{sr} \quad (260)$$

Поперечную гибкую арматуру в этом случае устанавливают конструктивно

● Прочность наклонных сечений по поперечной силе проверяют в следующих местах по длине элемента: 1) в сечениях, проходящих через грань опоры, 2) в сечениях, проходящих через точки изменения интенсивности поперечного армирования на уровне растянутой гибкой арматуры, 3) в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне начала отгибов.

Прочность наклонных сечений по поперечной силе (рис. 97, *а*) проверяют по условию равновесия $\sum y = 0$

$$Q \leqslant 0{,}8h_t\delta_t R_{sr} + \sum R_{sw}A_{sw} + \sum R_{sw}A_{s,inc}\sin\gamma + Q_b, \quad (261)$$

где буквенные обозначения см в формуле (207)

5. Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту. Расчетное наклонное сечение принимают под углом 45° к продольной оси элемента Прочность его по изгибающему моменту проверяют в тех же местах, что и при расчете по поперечной силе, и в местах, где площадь продольной растянутой арматуры изменяется по длине элемента. Условие прочности ($M \leqslant M_u$) записывают относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне (рис 97, *б*)

$$M \leqslant M_u = N_{sr}z_1 + R_sA_sz_2 + \sum R_{s,inc}z_{s,inc} + \sum R_{sw}A_{sw}z_{sw}, \quad (262)$$

где $N_{sr}z_1$, $R_sA_sz_2$, $\sum R_{s,inc}z_{s,inc}$, $\sum R_{sw}A_{sw}z_{sw}$ – сумма моментов внутренних усилий относительно той же точки соответственно в растянутой жесткой арматуре, в гибкой продольной, отогнутой и поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной

● Усилие в растянутой жесткой арматуре N_{sr} определяют следующим образом 1) для жестких узлов (равнопрочная приварка жесткой арматуры ригеля к жесткой арматуре колонн) $N_{sr} = R_{sr}A_{sr,t}$, при этом расчетное сопротивление прокатных профилей из низколегированной стали принимают с коэффициентом условий работы $\gamma_{sr} = 0{,}9$, 2) для шарнирных узлов (соединение жесткой арматуры ригеля с жесткой арматурой колонн приваркой арматурных стержней) усилие N_{sr} принимают равным предельному сдвигающему усилию закладных деталей, но не более усилия п 1) При жестких упорах, приваренных к жесткой арматуре ригеля $N_{sr} = A_{loc}R_b$, но не более усилия, указанного в п 1) A_{loc} – площадь жестких упоров (площадь смятия бетона) Жесткие упоры рассчитывают как металлические конструкции на давление, равномерно распределенное по площади жестких упоров и равное R_b Допускается на свободных опорах балок не предусматривать анкеры, если при прямоугольном сечении балки профиль заходит в сжатую зону бетона не менее чем на половину ее высоты, а при тавровом сечении балки не менее чем на половину толщины плиты и располагается не менее чем на 5 см выше низа плиты В этом случае усилие N_{sr} принимают в соответствии с п 1)

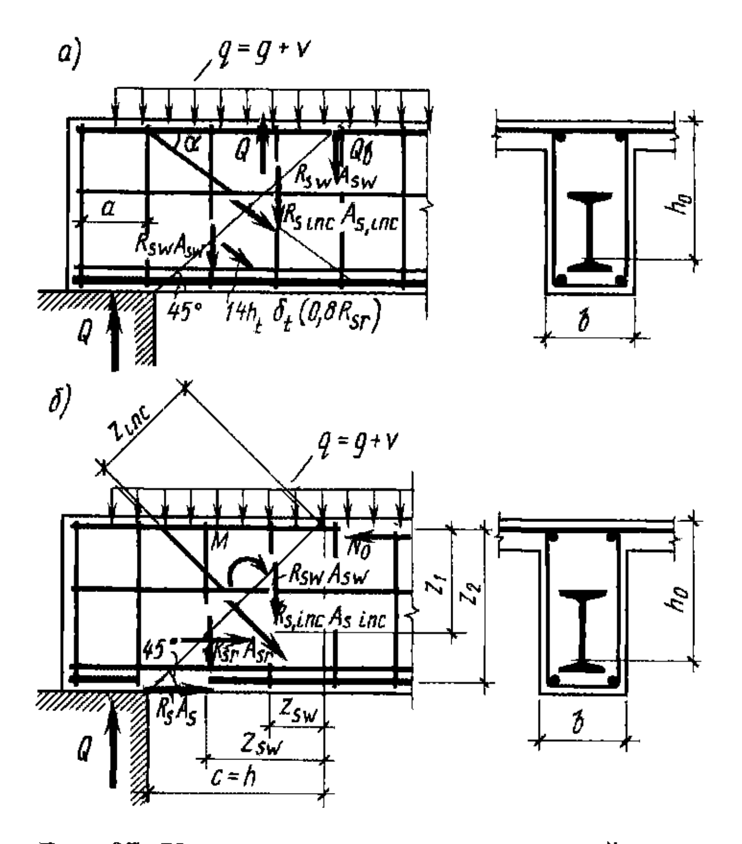


Рис. 97 К расчету элементов с жесткой арматурой по наклонным сечениям

§ 26. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов

1. Общие сведения. Под внецентренно сжатыми (колонны, перегородки и стены зданий, элементы ферм и арок) принимают элементы, в которых расчетные продольные сжимающие силы N действуют с начальным эксцентриситетом e_0 по отношению к вертикальной оси элемента (рис 98, *а*) или на которые одновременно действуют осевая продольная сжимающая сила N и изгибающий момент M (рис 98, *б*) Совокупность осевой продольной сжимающей силы N и изгибающего момента M можно заменить силой N, также действующей с начальным эксцентриситетом $e_0 = e_{oN}$ (рис 98, *в*)

$$e_{oN} = M/N, \tag{263}$$

где M – изгибающий момент и N – продольная сила, которые принимают по данным статического расчета конструкций

Эксцентриситет e_{oN} в любом случае принимают не менее случайного эксцентриситета e_a, обусловленного случайными горизонтальными силами, начальным искривлением элемента, неточностью монтажа, неоднородностью свойств бетона по сечению элемента, неточностью расположения продольной рабочей арматуры и допусками размеров сторон сечения элемента Чем больше длина элемента, тем труднее обеспечить его осевое сжатие

Величину случайного эксцентриситета e_a принимают не менее $\frac{1}{600}$ длины элемента или длины части элемента (между точками закрепления), $\frac{1}{30}$ высоты сечения элемента. Таким образом, теоретически центрально сжатые элементы рассчитывают как внецентренно сжатые со случайными эксцентриситетами, т е $e_0 = e_a$

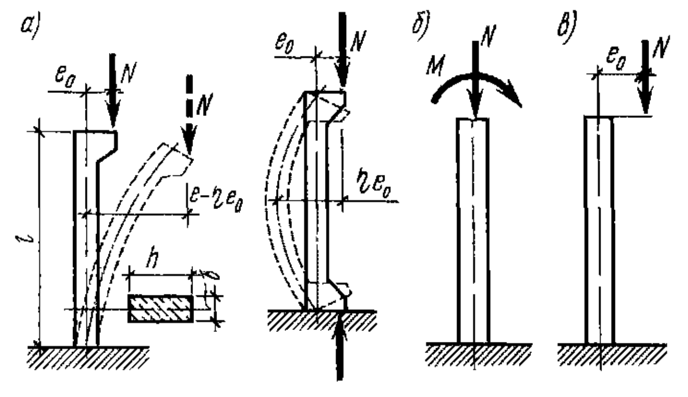


Рис 98 Сжатые элементы

Для элементов статически определимых конструкций (фахверковые стойки, стойки ЛЭП) за начальный эксцентриситет e_0 принимают сумму эксцентриситетов – полученного из статического расчета конструкции $e_{ON} = M/N$ и случайного e_a, $e_0 = e_{ON} + e_a$. В соответствии с характером силового воздействия поперечное сечение (профиль) внецентренно сжатых элементов принимают обычно прямоугольным, развитым в плоскости действия момента (см рис 98, *а*), или кольцевым. Соотношение сторон прямоугольного сечения принимают от 1 1,5 до 1 . 3 Гибкость элементов в любом направлении не должна превышать $\lambda \leqslant 200 (l_0/h = 57)$, а для колонн зданий $\lambda \leqslant 120 (l_0/h \leqslant 35)$

В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры сечения элементов принимают кратными 50 мм и для монолитных колонн – не менее 250 × 250 мм

Расчет внецентренно сжатых элементов производят с учетом их прогибов как в плоскости изгиба, так и в нормальной к ней плоскости (из плоскости изгиба) При расчете из плоскости изгиба эксцентриситет продольной силы e_0 принимают равным значению случайного эксцентриситета e_a

Прогиб гибких внецентренно сжатых элементов учитывают посредством увеличения эксцентриситета e_0 на коэффициент η (см рис 98, *а*) Внецентренно сжатые элементы выполняют из бетона не ниже класса B15, а тяжело нагруженные – не ниже B25

Прочность по наклонным сечениям внецентренно сжатых элементов рассчитывают по формулам изгибаемых элементов (см § 24) При этом коэффициент

$$k = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2, \tag{264}$$

где $\varphi_n = 0{,}1 N / R_{bt} b h_0 \leqslant 0{,}5$

Принимают выражение $k/c = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0$, коэффициент φ_{b4} заменяют на $\varphi_{b4} (1 + \varphi_n)$

При отсутствии в пределах пролета внецентренно сжатого элемента попереч-

ной нагрузки расчет наклонных сечений по прочности не производят, если не образуются нормальные трещины, т. е если выполняется условие 445 с заменой значения $R_{bt\ ser}$ на R_{bt} Прочность наклонных сечений считают также обеспеченной для любых элементов, если не образуются наклонные трещины (т е если главные растягивающие напряжения меньше R_{bt}) Если выполняется условие $A'_s > 0{,}02A_b$, то в расчетных формулах учитывают уменьшение площади бетона сжатой зоны на величину A'_s

2. Основные расчетные положения. При сжатии сопротивление действию внешней продольной силы N оказывают бетон и продольная арматура, несущая способность которых к моменту разрушения элемента используется полностью. Продольная рабочая арматура служит для увеличения несущей способности элемента, а также для уменьшения влияния случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона, для воспринятия усилий при транспортировании и монтаже элемента

Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого элемента зависит от его гибкости λ, величины эксцентриситета e_0, длительности действия нагрузки, вида закрепления концов элемента и ряда других факторов.

В зависимости от величины эксцентриситета $e_0 = e_{0N} + e_a$ различают два случая внецентренного сжатия элементов случай 1 – большие эксцентриситеты, случай 2 – малые эксцентриситеты

● Случай 1 – $x \leqslant \xi_R h_0$ (рис 99, *б*) Величину ξ_R определяют по формуле (135), как для изгибаемых элементов Характер разрушения таких элементов близок к характеру разрушения изгибаемых элементов по случаю 1 (см § 22) В стадии I напряженно-деформированного состояния (см рис 78, *а*) в растянутой зоне образуются нормальные трещины, а в стадии III – наступает плавное разрушение элементов, при этом напряжения в растяну-

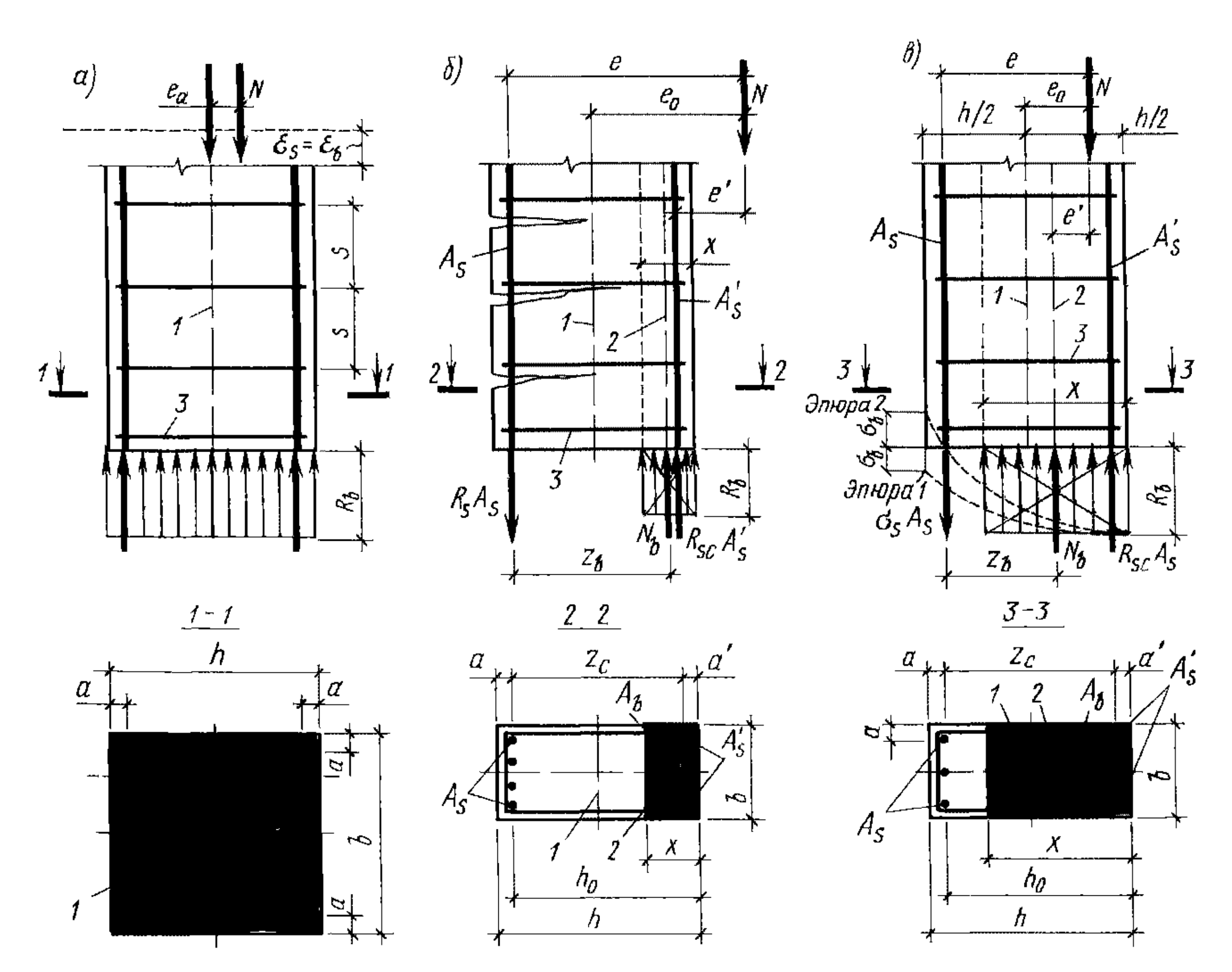


Рис 99 Расчетные схемы сжатых элементов

а – при случайных эксцентриситетах e_a, *б* – при $x \leqslant \xi_R h_0$, *в* – при $x > \xi_R h_0$, *1* – геометрическая ось элемента, *2* – центр тяжести бетона сжатой зоны; *3* – хомуты

той и сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны сечения достигают своих предельных значений. R_s, R_{sc} и R_b, т е разрушение наступает при одновременном исчерпании несущей способности бетона и арматуры сжатой зоны сечения и растянутой арматуры. При этом элементы следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие $x \geqslant a'$, иначе арматура A_s' будет находиться за пределами бетона сжатой зоны и прочность ее не будет использоваться Поэтому при $x < a'$ в расчетных уравнениях принимают $A_s' = 0$

● Случай 2 – $x > \xi_R h_0$ (рис. 99, *в*) Случай 2 объединяет два варианта напряженного состояния элемента когда все сечение сжато (рис 99, *в*, эпюра *1*) или когда часть сечения слабо растянута (рис 99, *в*, эпюра *2*) В обоих вариантах разрушение элемента наступает вследствие исчерпания несущей способности бетона сжатой зоны и сжатой арматуры При этом прочность растянутой арматуры не доиспользуется, напряжения в ней остаются низкими В целях упрощения расчетов действительные эпюры сжимающих напряжений *1* или *2* в небольшое снижение запаса прочности заменяют прямоугольной эпюрой с ординатой R_b (рис 99, *в*)

В элементах, разрушающихся по случаю 1, напряжение в растянутой арматуре принимают равным R_s, а разрушающихся по случаю 2 – равным $\sigma_s < R_s$, если она растянута, и R_{sc}, если арматура сжата Напряжения в сжатой арматуре получают из условия, что в стадии разрушения деформации бетона и арматуры, благодаря сцеплению их, одинаковы (рис 99)

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{bu} = R_b / E_b' = R_b / (\nu_e E_b)$$

Отсюда предельные сжимающие напряжения в продольной арматуре

$$\sigma_{su} = \varepsilon_{su} E_s = R_b E_s / (\nu_e E_b) = R_b \alpha / \nu_e, \quad (265)$$

где $\nu_e = \varepsilon_e / \varepsilon_b$ – отношение упругой части деформации бетона к полной его деформации

Учитывая, что к моменту разрушения внецентренно сжатых элементов $\nu_e = 0{,}2..\ 0{,}33$, то, например, для бетона класса В40 и арматуры класса А-IV предельно возможные напряжения в продольной сжатой арматуре по формуле (265) при кратковременном действии нагрузки составят не более

$$\sigma_{su} \leqslant (3 \quad 5) \alpha R_{bn} \approx 4 \alpha R_{bn} \approx 612 \text{ МПа}, \quad (266)$$

что немного больше нормативного сопротивления арматуры класса А-IV, приведенного в табл 12 и равного 590 МПа Формула (265) является контрольной для установления нормативных сопротивлений арматуры сжатию Она показывает, что продольную ненапряженную арматуру с расчетным сопротивлением более R_{sc} во внецентренно сжатых элементах применять нецелесообразно, потому что прочность ее полностью не будет использована

Последние опытные данные отмечают бо́льшую величину предельных напряжений в арматуре в момент разрушения образца, что указывает на необходимость уточнения коэффициента ν_e

Высокопрочную (напрягаемую) арматуру во внецентренно сжатых элементах применять не рекомендуется, так как в зависимости от величины предварительного напряжения σ_{sp}' она может· снижать несущую способность элемента (при $\gamma_{sp}\sigma_{sp2}' > \sigma_{sc,u}$), не оказывать влияние (при $\gamma_{sp}\sigma_{sp2}' < \sigma_{sc,u}$) или незначительно повышать несущую способность элемента (при $\gamma_{sp}\sigma_{sp2}' < \sigma_{sc\ u}$)

Во внецентренно сжатых сборных элементах рекомендуется применять напрягаемую арматуру по расчету только в целях существенного повышения их трещиностойкости на транспортные и монтажные нагрузки, натяжение арматуры σ_{sp}' принимают не более $\sigma_{sc\ u}$, предварительно напряженную арматуру устанавливают как ненапрягаемую Это обусловлено тем, что к моменту погашения напряжений $\gamma_{sp}\sigma_{sp}'$ напрягаемая арматура окажется сжатой, может выпучиться и тем самым вызвать разрушение элемента

Расстояние от продольной силы N до центра тяжести арматуры A_s

$$e = e_0 + 0{,}5h - a \quad (267)$$

Прочность нормального сечения внецентренно сжатых элементов, разрушающихся по случаям 1 и 2 (рис 99, *б*, *в*), считают обеспеченной, если момент от внешних нагрузок M меньше или равен моменту внутренних сил $M_u (M \leqslant M_u)$,

взятых, например, относительно центра тяжести растянутой (или слабо сжатой) арматуры A_s

$$Ne \leqslant M_b + M_{sc} = R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a') \quad (268)$$

Высоту сжатой зоны определяют из условия равновесия $\sum y = 0$

● случай 1 – $\xi \leqslant \xi_R$ (рис 99, *б*)

$$N + R_s A_s - R_{sc}A'_s = R_b bx, \quad (269)$$

● случай 2 – $\xi > \xi_R$ (рис 99, *в*)

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc}A'_s = R_b bx, \quad (270)$$

где напряжения в растянутой (или слабо сжатой) арматуре классов A-I, A-II, A-III при бетоне класса B25 и ниже определяют по эмпирической зависимости

$$\sigma_s = \left(2\frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1\right)R_s, \quad (271)$$

где ξ_R – определяют по формуле (135)

Напряжение σ_s [см. формулу (271)] принимают со своим знаком, оно должно находиться в пределах от R_s до $-R_{sc}$ и должно зависеть от высоты сжатой зоны При $x = \xi_R h_0$ $\sigma_s = R_s$, а при $x = h_0$ $\sigma_s = -R_{sc}$ В частном случае, когда все сечение сжато ($x = h$), условие прочности (270)

$$N - R_{sc}A_s - R_{sc}A'_s = R_b bh, \quad (272)$$

а условие прочности (268) относительно центра тяжести сжатой арматуры A'_s

$$N(h_0 - a - e) \leqslant R_b bh(0{,}5h - a') + R_{sc}A_s(h_0 - a') \quad (273)$$

3. Учет влияния прогиба элемента. Под действием расчетной силы N гибкие сжатые элементы ($\lambda = l_0/i \geqslant 14$, для прямоугольных сечений $\lambda = l_0/h \geqslant 4$) изгибаются, вследствие чего увеличивается начальный эксцентриситет e_0 до ηe_0 (см рис 98, *а*) и снижается несущая способность элементов вследствие увеличения изгибающего момента до значения $M = N\eta e_0$ Расчетную длину элементов l_0 принимают равной $0{,}5l$ – при жесткой заделке обоих концов, $0{,}7l$ – при жесткой заделке одного конца и шарнирном закреплении другого, l – при шарнирном закреплении обоих концов; $2l$ – при жесткой заделке одного конца (консоль), где l – геометрическая длина стержня (расстояние между закреплениями концов) Расчетные длины l_0 колонн многоэтажных зданий с жесткими узлами и при числе пролетов не менее двух принимают равными H или $0{,}7H$ соответственно для сборных и монолитных перекрытий, где H – высота этажа (расстояние между центрами жестких узлов), в обоих случаях расчетную длину колонны первого этажа принимают равной $0{,}7H$, так как сопряжение колонн с верхними перекрытиями считается шарнирно неподвижным, а с нижними перекрытиями и фундаментами – жестким Влияние изгиба на несущую способность сжатых элементов учитывают посредством расчета конструкций по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры и наличие трещин Из-за сложности такого расчета нормы допускают расчет конструкций по недеформированной схеме с учетом влияния изгиба на эксцентриситет элементов $e_0 = e_{0N} + e_a$ посредством умножения последнего на коэффициент η

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad 1 < \eta \leqslant 2{,}5, \quad (274)$$

где N_{cr} – условная критическая сила по Эйлеру

Критическая сила может быть выражена как сумма критических сил бетонного элемента и арматурного каркаса

$$N_{cr} = \frac{\alpha_b \pi^2 E_b I_b}{l_0^2} + \frac{\alpha_s \pi^2 E_b I_{s\ red}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E_b}{l_0^2}(\alpha_b I_b + \alpha_s I_{s\ red}), \quad (275)$$

где α_b, α_s – поправочные коэффициенты, учитывающие свойства железобетона; $I_{s,red}$ – момент инерции сечения арматуры, приведенный к железобетону

С учетом опытных значений коэффициентов α_s и α_b нормы рекомендуют критическую силу для элементов любой формы сечения определять по формуле

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[(I_b/\varphi_l)\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta_e/\varphi_{sp}} + 0{,}1\right) + \alpha I_s\right], \quad (276)$$

$$\varphi_l = 1 + \beta M_l / M \leqslant 1 + \beta, \tag{277}$$

$$\delta_e = e_0/h \geqslant \delta_{e\,\min} = 0{,}5 - 0{,}01 l_0/h - 0{,}01 R_b, \tag{278}$$

$$\alpha = E_s/E_b, \; I_s = \mu b h_0 \left(\frac{h_0 - a'}{2}\right)^2, \tag{279}$$

$$\varphi_{sp} = 1 + (12\sigma_{bp}/R_b)(e_0/h), \tag{280}$$

где I_b, I_s – моменты инерции соответственно всего сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести всего сечения, φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, δ_e – относительный эксцентриситет, φ_{sp} – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента При равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой коэффициент φ_{sp} определяют по выражению (280), для элементов без напрягаемой арматуры $\varphi_{sp} = 1$, β – коэффициент, зависит от вида бетона, M, M_l – моменты внешних сил относительно центра тяжести арматуры, расположенной у растянутой (менее сжатой) грани, соответственно, от полной нагрузки, от постоянной и длительной нагрузок, l_0 – расчетная длина элемента, σ_{bp} – напряжение обжатия в бетоне всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$, R_b – принимают без учета коэффициентов условий работы; $e_0/h < 1{,}5$ Значения коэффициента η допускают не более 2,5, потому что при больших значениях возрастает опасность резкого уменьшения несущей способности элементов вследствие чрезмерного их прогибания Если по расчету значение коэффициента η окажется более 2,5, то необходимо увеличить размеры поперечного сечения, изменить статическую схему

При гибкости элемента $l_0/i < 14$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h < 4$) принимают $\eta = 1$ При гибкости $14 < l_0/i < 35$ $(4 < l_0/h < 10)$ и при $\mu = \left(\frac{A_s + A'_s}{bh}\right) 100 \leqslant 1{,}5\,\%$ для прямоугольных сечений

$$N_{cr} = 2{,}5 E_b I / l_0^2 \tag{281}$$

Зависимость коэффициента β от вида бетона

Вид бетона	β
Тяжелый	1
Мелкозернистый группы	
А	1,3
Б	1,5
В	1
Легкий	
при искусственных крупных заполнителях и мелком заполнителе	
плотном	1
пористом	1,5
при естественных заполнителях	2,5
Поризованный	2
Ячеистый:	
автоклавный	1,3
неавтоклавный	1,5

Если оказывается, что сила N_{cr}, найденная по формуле (276), меньше N, т е $\eta \leqslant 0$, то на один модуль (50 мм) увеличивают размеры сечения элемента.

Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б в формулу (276) вместо величины 6,4 подставляют 5,6

4. Учет косвенного армирования. Повышение несущей способности элементов вследствие косвенной поперечной арматуры учитывают посредством подстановки в уравнение прочности (268) приведенной призменной прочности бетона $R_{b\,red}$ вместо R_b, полную площадь сечения A заменяют площадью ядра A_{ef} (площадь сечения в осях крайних стержней, рис 100), при высокопрочной арматуре R_{sc} – на $R_{sc,red}$

Гибкость l_0/i_{ef} элементов с косвенным армированием принимают не более 55 – при армировании сетками и 35 – спиралью, потому что при большей гибкости разрушение элементов происходит вследствие возрастания прогибов от продольного изгиба и учесть положительное влияние косвенной арматуры не удается, где i_{ef} – радиус инерции вводимой в расчет части сечения

Значение $R_{b,red}$ определяют по формулам

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy}, \tag{282}$$

$$\varphi = 1/(0{,}23 + \psi), \tag{283}$$

$$\psi = \mu_{xy} R_{s\,xy} / (R_b + 10), \tag{284}$$

$$\mu_{xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y)/(A_{ef} s), \tag{285}$$

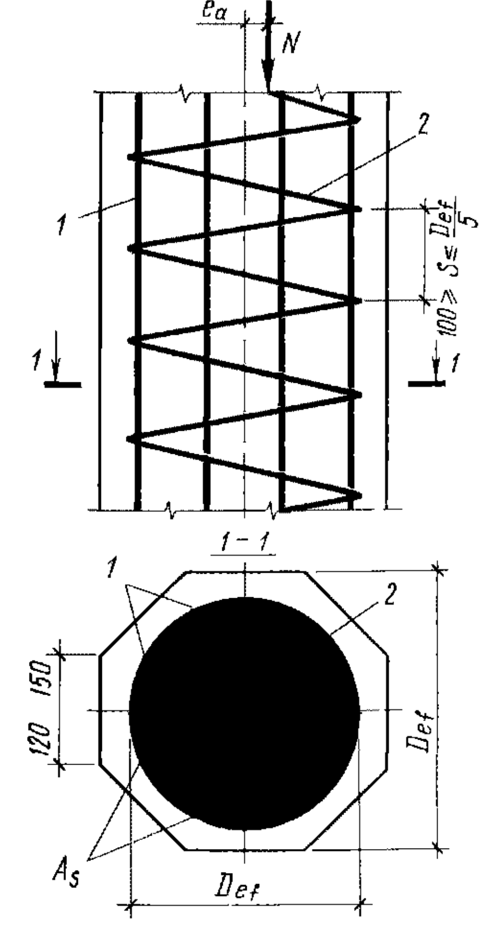


Рис 100 Расчетная схема колонны со спиральной арматурой

1 — продольная (рабочая) арматура, *2* — спиральная арматура

где φ — коэффициент эффективности косвенного армирования; для элементов из мелкозернистого бетона коэффициент φ принимают не более единицы, μ_{xy} — коэффициент косвенного армирования; $R_{s,xy}$ — расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток, ψ — коэффициент; n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержней сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней), n_y, A_{sy}, l_y — то же, в другом направлении, A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток; s — расстояние между сетками, площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны отличаться более чем в 1,5 раза,

б) при армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b\ red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s\ cir}(1 + 7{,}5e_0/d_{ef}), \quad (286)$$

$$\mu_{cir} = 4A_{s\ cir}/\,d_{ef}s, \quad (287)$$

где μ_{cir} — коэффициент насыщения спиралью (кольцами), $R_{s,cir}$ — расчетное сопротивление арматуры спирали, e_0 — эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба), d_{ef} — диаметр поперечного сечения элемента внутри контура спирали, $A_{s\ cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры, s — шаг спирали

Значения коэффициентов μ, определяемые по формулам (285) и (287), для элементов из мелкозернистого бетона принимают не более 0,04

Расчетное сопротивление сжатию $R_{sc,red}$ продольной высокопрочной арматуры классов А-V и А-VI для элементов из тяжелого бетона с косвенным армированием сварными сетками

$$R_{sc\ red} = R_{sc}\frac{1 + \delta_1\left[(R_s/R_{sc})^2 - 1\right]}{1 + \delta_1(R_s/R_{sc} - 1)} \leqslant R_s, \quad (288)$$

$$\delta_1 = 8{,}5E_s\psi\theta/(R_s\ 10^3), \quad (289)$$

$$\theta = 0{,}8 + \eta\frac{A_{s\ tot}}{A_{ef}}(1 - R_b/100), \quad (290)$$

где δ_1 и θ — коэффициенты, θ принимают не менее 1 и не более 1,2 — для арматуры класса А-IV, 1,6 — классов А-V и А-VI, η — коэффициент, принимают равным 10 — для арматуры класса А-IV и 25 — классов А-V и А-VI, $A_{s,tot}$ — площадь сечения всей продольной высокопрочной арматуры, A_{ef} — то же, что и в формуле (285).

При определении граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R для сечений с косвенным армированием в формулу (135) вводят

$$\omega = \alpha - 0{,}008R_b + \delta_2 \leqslant 0{,}9, \quad (291)$$

где α — коэффициент, см формулу (135), δ_2 — коэффициент, принимают равным 10μ, но не более 0,15, μ — коэффициент армирования, см формулы (285) и (287) соответственно для сеток и спиралей

Значение $\sigma_{sc,u}$ в формуле (135) для элементов с высокопрочной арматурой принимают равным

$$\sigma_{sc,u} = (2 + 8{,}5\psi\theta)E_s\ 10^{-3}, \quad (292)$$

но не более 900 МПа — для арматуры класса А-IV и 1200 МПа — для арматуры классов А-V и А-VI

При определении граничного значения ξ_R в формуле (135) принимают $\sigma_{sc\ u} = 400$ МПа, а в формуле (136) коэффициент 0,008 заменяют на 0,006 При учете влияния гибкости значение δ_e определяют по формуле (278) с заменой коэффициента $0{,}010R_b$ на $0{,}008R_{b,ser}$.

Спиральную арматуру при расчете внецентренно сжатых элементов учитывают лишь тогда, когда приведенное сечение спирали A_{cir} (объем стали в одном витке спирали, деленный на шаг спирали) составляет не менее 25% от площади сечения рабочей продольной арматуры ($A_{cir} \geqslant 0{,}25A_s$) и когда процент армирования продольной арматуры $\mu \geqslant 1{,}5\%$, так как при меньших A_{cir} и μ влияние косвенного армирования незначительно

Для ненапрягаемой косвенной поперечной арматуры используют сталь классов А-I, А-II, А-III и Вр-I диаметром преимущественно 6 10 мм Наряду с расчетом по прочности защитный слой бетона внецентренно сжатых элементов с косвенным армированием проверяют на трещиностойкость по формулам (268) . (270) При этом значение внешней нагрузки принимают с коэффициентом $\gamma_f = 1$, в расчет вводят всю площадь сечения бетона, принимая расчетные сопротивления бетона равными $R_{b\ ser}$ и арматуры – $R_{s\ ser}$, но не более 400 МПа

5. Поперечное армирование в виде хомутов. Симметричное армирование сечений ($A_s = A'_s \geqslant 0{,}005bh$, т е $\mu = 0{,}5\%$ у обеих граней элемента, (рис 99, *б* и *в*) упрощает технологию изготовления элементов его применяют в тех случаях, когда симметричное армирование приводит к увеличению суммарного сечения рабочей арматуры не более чем на 5% по сравнению с несимметричным армированием Это бывает при близких по значению знакопеременных нагрузках и в гибких колоннах ($l_0 > 20h$, $l_0/i > 70$) Для арматуры классов А-I, А-II, А-III $R_s = R_{sc}$ и $R_sA_s = R_{sc}A'_s$ Поэтому условие равновесия (269) принимает вид

● Случай $1 - \xi \leqslant \xi_R$ (большие эксцентриситеты)

$$N = R_bbx, \text{ откуда } x = N/(R_bb) \tag{293}$$

Найденное значение x подставляют в условие прочности (268) и находят необходимую площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + 0{,}5N/(R_bb))}{R_{sc}(h_0 - a')}. \tag{294}$$

● Случай $2 - \xi > \xi_R$ (малые эксцентриситеты)

$$N + A_s(\sigma_s - R_{sc}) = R_bbx. \tag{295}$$

Подбор сечения арматуры производят последовательным приближением Посредством формулы (294) определяют в первом приближении искомую площадь сечения арматуры $A_{s1} = A_s$ Затем уточняют высоту сжатой зоны, определяя ее из совместного решения уравнений (271) и (282), заменяя A_s на A_{s1}.

$$x_1 = \frac{N + 2R_sA_{s1}[1/(1-\xi_R) - 1]}{R_bbh_0 + 2R_sA_{s1}/(1-\xi_R)}h_0 \tag{296}$$

Подставляя величину x_1 в условие прочности (268), находят требуемую площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_bbx_1(h_0 - 0{,}5x_1)}{R_{sc}(h_0 - a')} \tag{297}$$

Если окажется, что $A_s \leqslant 0$, то необходимо уменьшить размеры сечения элемента минимум на 50 мм (на один модуль M) и расчет повторить

Для определения случая разрушения сечения с симметричной арматурой используют условие (293) Прочность проверяют по условию (269) с подстановкой в него высоты сжатой зоны, определяемой: при $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ по формуле (293), а при $\xi = x/h_0 > \xi_R$ – из совместного решения уравнений (271) и (295), т. е. по формуле (296)

Нормы рекомендуют площадь сечения ненапрягаемой арматуры $A_s = A'_s$ определять с помощью относительной высоты сжатой зоны сечения $\xi = x/h_0$, определяют ее по формуле (296) и в зависимости от класса бетона принимают равной:

для бетона класса В25 и ниже

$$\xi = [\alpha_n(1-\xi_R) + 2\alpha_s\xi_R]/(1 - \xi_R + 2\alpha_s); \tag{298}$$

для бетона класса выше В25

$$\xi = -\frac{\alpha_s + \psi_c\alpha_s - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s + \psi_c\alpha_s - \alpha_n}{2}\right)^2 + \psi_c\alpha_s\omega}, \tag{299}$$

где

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}, \ \alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0},$$

$$\psi_c = \frac{\sigma_{sc\ u}}{R_s(1 - \omega/1{,}1)}, \quad (300)$$

ξ_R, ω принимают по формулам (135) и (136), $\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в сжатой арматуре имеет то же значение, что и в формуле (135)

Эксцентриситет (см. рис 99, *б* и *в*)

$$e = \eta e_0 + (h_0 - a')/2, \quad (301)$$

где η — коэффициент, принимают по формуле (274)

● Порядок определения площади сечения симметричной арматуры по данным внешней силы N и размерам сечения bh_0 следующий.

1) относительная высота сжатой зоны сечения

$$\alpha_n = N/(R_b b h_0), \quad (302)$$

2) при $\alpha_n \leqslant \xi_R$ (случай 1 внецентренного сжатия)

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s}\ \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta'}, \quad (303)$$

при $\alpha_n > \xi_R$ (случай 2 внецентренного сжатия)

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s}\ \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta'}, \quad (304)$$

где ξ – определяют по формулам (298) и (299), при этом значение α_s в формуле (298) определяют по формуле

$$\alpha_s = [\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)]/(1 - \delta'), \quad (305)$$

а в формулах (299) и (305) с заменой α_n на $(\alpha_n + \xi_R)/2$

В формулах (284) (286)

$$\alpha_{m1} = Ne/(R_b b h_0^2), \ \delta' = a'/h_0 \quad (306)$$

Значение e вычисляют по формуле (301)

Величину предельной продольной силы N_{cr}, которую может воспринять сечение при заданном эксцентриситете, определяют по формуле (268), принимая высоту сжатой зоны сечения x по формуле (293) или $x = \xi h_0$, где ξ определяют по формуле (298) или (299) в зависимости от класса бетона Если высота сжатой зоны сечения, определенная с учетом половины сжатой арматуры,

$$x = (N + R_s A_s/2)/(R_b b) < a', \quad (307)$$

то расчетную несущую способность принимают увеличенной, используя условие (268),

$$\text{при } A'_s = 0 \text{ и } x = (N + R_s A_s)/(R_b b). \quad (308)$$

Пример 1. Определить площадь сечения арматуры $A_s = A'_s$ для элемента с размерами сечения $b = 40$ см и $h = 50$ см, $a = a = 4$ см, бетон тяжелый класса В20, арматура симметричная класса A-III, продольные силы и изгибающие моменты от длительных и постоянных нагрузок $N_l = 600$ кН, $M_l = 170$ кН м, от ветровых нагрузок $N_{sh} = 200$ кН, $M_{sh} = 110$ кН м, расчетная длина $l_0 = 8$ м, $\gamma_{b2} = 1$

Решение. По прилож 5 и 12,

$$E_b = 2{,}7\ 10^4\ \text{МПа},\ R_s = R_{sc} = 365\ \text{МПа},$$

$$E_s = 2\ 10^5\ \text{МПа},\ h_0 = h - a = 50 - 4 = 46\ \text{см}$$

Проверяют условие учета нагрузок непродолжительного действия

$$M_{\text{I}} = M_{1l} = M_l + N_l(h_0 - a)/2 =$$

$$= 170 + 600\frac{(0{,}46 - 0{,}04)}{2} = 296\ \text{кН м},$$

$$M = M_l + M_{sh} = 170 + 110 = 280\ \text{кН м},$$

$$N = N_l + N_{sh} = 600 + 200 = 800\ \text{кН},$$

$$M_{\text{II}} = M + N(h_0 - a')/2 =$$

$$= 280 + 800\frac{(0{,}46 - 0{,}04)}{2} = 448\ \text{кН м},$$

$0{,}82 M_{\text{II}} = 0{,}82\ 448 = 368$ кН м $> M_{\text{I}} = 296$ кН м Следовательно, расчет производят только по случаю «б» на действие всех нагрузок, принимая $R_b = 12{,}65$ МПа (при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, см прилож 3)

Так как $l_0/h = 8/0{,}5 = 16 > 10$, то расчет ведут с учетом изгиба элемента, предварительно определяют

$$\varphi_l = 1 + \beta M_{1l}/M_{\text{II}} = 1 + 1\ 296/448 = 1{,}66\,(\beta =$$

$$= 1, \text{ см табл } 19),$$

$$e_{oN} = M/N = 280\ 10^6/(800\ 10^3) = 35\ \text{см} > e_a =$$

$$= h/30 = 50/30 = 1{,}67\ \text{см}$$

Так как $e_{oN}/h = 35/50 = 0{,}7 > \delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01 l_0/h - 0{,}01 R_b$ (см формулу 278), то принимают $\delta = e_{oN}/h = 0{,}7$

В первом приближении принимают $\mu = 0{,}01$ (1 %)

$$\alpha = E_s/E_b = 20\ 10^4/2{,}8\ 10^4 = 7{,}14$$

По формуле (276),

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta} + 0{,}1\right) + \alpha J_s\right] = \frac{6{,}4\ 2{,}6\ 10^4\ (100)}{800^2} \times$$

$$\times \left[\frac{40\ 50^3}{12\ 1{,}66}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}7} + 0{,}1\right) + 7{,}14\ 0{,}01 \times \times 40\ 46\ 21\right] = 1579\ \text{кН}$$

По формуле (274),

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 800/1579} = 2,$$

по формуле (301), с учетом коэффициента η

$$e = e_0\eta + (h_0 - a')/2 = 35\ 2 + \frac{(46-4)}{2} = 91\ \text{см}$$

По формуле (302),

$$\alpha_n = N/(R_b b h_0) = 800\ 10^3/(12{,}65\ 400\ 460) = 0{,}3$$

По формуле (306),

$$\alpha_{m1} = Ne/(R_b b h_0^2) =$$

$$= 800\,000\ 910/(12{,}65\ 400\ 460^2) = 0{,}64,$$

$$\delta' = a'/h_0 = 4/46 = 0{,}087$$

Из прилож 17 $\xi_R = 0{,}569$, $\alpha_n = 0{,}3 < \xi_R = 0{,}569$, т е имеем первый случай внецентренного сжатия, поэтому, по формуле (303),

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s}\ \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1-\delta'} =$$

$$= \frac{12{,}65\ 40\ 46}{365}\ \frac{0{,}64 - 0{,}3(1 - 0{,}3/2)}{1 - 0{,}087} =$$

$$= 10{,}42\ \text{см}^2,$$

откуда $\mu = (A_s + A_s')/(bh) = 2\ 10{,}42/(40\ 50) = 0{,}1 > 0{,}01$, принятого при определении N_{cr}, следовательно, окончательное значение $A_s = 10{,}42$ см^2

По прилож 8 окончательно принимаем 4∅18 А-III с каждой стороны сечения, $A_s = A_s' = 10{,}18$ см^2 (-2%)

6. Двутавровые сечения с симметричной арматурой. Внецентренно сжатые элементы двутаврового сечения (рис 101) (коробчатого, таврового и других подобных сечений с полкой в сжатой зоне) часто встречаются в строительстве стыки сборных колонн гражданских зданий, колонны промышленных зданий, арки, опоры ЛЭП Формулы расчета прочности

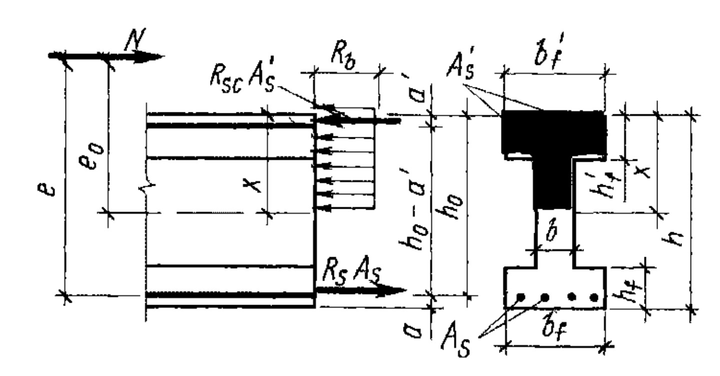


Рис 101 Элементы двутаврового сечения

двутавровых сечений получают из условий равновесия $\sum M = 0$ и $\sum y = 0$ по аналогии с элементами прямоугольного сечения При этом различают два случая работы двутавровых сечений с симметричной арматурой· случай 1 – нулевая линия проходит в полке (см рис 86, *б*) и случай 2 – нулевая линия пересекает ребро сечения (рис 101) Для сечений без напрягаемой арматуры случай 1 имеет место, когда соблюдается условие

$$N \leqslant R_b b_f' h_f' \tag{309}$$

Расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b_f'.

Случай 2 имеет место, когда условие (309) не соблюдается, расчет производят в зависимости от высоты сжатой зоны (с учетом сжатия в ребре)

$$x = (N - R_b A_{ov})/(R_b b), \tag{310}$$

при этом полку в растянутой зоне сечения (или в менее сжатой зоне) расчетом не учитывают, так как в ней образуются трещины и она в работе сечения не участвует

● Случай $1 - x \leqslant \xi_R h_0$ (большие эксцентриситеты) Прочность сечения проверяют из условия

$$Ne \leqslant R_b bx(h_0 - x/2) + R_b A_{0v}'(h_0 - h_f'/2) + R_{sc}A_s'(h_0 - a') \tag{3 11}$$

● Случай $2 - x > \xi_R h_0$ (малые эксцентриситеты). Прочность сечения проверяют по условию (311), определяя высоту сжатой зоны

$$x = h_0\left[-\frac{\alpha_s + \psi_c\alpha_s + \alpha_{m,ov} - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s + \psi_c\alpha_s + \alpha_{m,ov} + \alpha_n}{2}\right)^2 + \psi_c\alpha_s\omega}\right], \tag{312}$$

где $\alpha_s = \dfrac{R_s A_s}{R_b b h_0}$, $\alpha_n = \dfrac{N}{R_b b h_0}$,

$\alpha_{m\ ov} = \dfrac{A_{ov}}{bh_0}$, $\psi_c = \dfrac{\sigma_{sc,u}}{R_s(1 - \omega/1{,}1)}$,

ξ_R, ω – определяют по формулам (135), (136), A'_{ov} – площадь сжатых свесов полки, $A'_{ov} = (b'_f - b)\,h'_f$

Если значение x превышает $h - h'_f$ (т е граница сжатой зоны проходит в менее сжатой полке), то учитывают повышение несущей способности элемента за счет включения в работу менее сжатой полки Если $b'_f = b_f$, то расчет производят по формулам (311) и (312) с заменой b на b'_f, h'_f на $(h + h'_f - h_f)$ и принимают $A'_{ov} = -(b_f - b)(h - h'_f - h_f)$. При несоблюдении условия (309) подбор арматуры производят в зависимости от относительной высоты сжатой зоны сечения

$$\xi = \alpha_n - \alpha_{m\ ov} \tag{313}$$

● Случай 1 – $\xi \leqslant \xi_R$ (большие эксцентриситеты)

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s}\,\frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2) - \alpha_{m\ ov}}{1 - \delta'} \tag{314}$$

● Случай 2 – $\xi > \xi_R$ (малые эксцентриситеты)

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s}\,\frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2) - \alpha_{m,ov}}{1 - \delta} \tag{315}$$

где $\xi_1 = x/h_0$ – относительная высота сжатой зоны, определяют по формуле (312), принимая

$$\alpha_s = [\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2) - \alpha_{m\ ov}]/(1 - \delta') \tag{316}$$

В формулах (315) и (316) α_n и $\alpha_{m,ov}$ – см экспликацию к формуле (312)

$\alpha_{m1} = Ne/(R_b b h_0^2)$, $\delta = a'/h_0$,

$\alpha_{m\ ov} = \alpha_{ov} - (1 - 0{,}5h'_f/h_0)$

8. Элементы с жесткой арматурой. Жесткую арматуру применяют с целью уменьшения размеров сечения сжатых элементов и в монолитных конструкциях высотных зданий, для возведения которых требуется устройство сложных и дорогостоящих лесов В период возведения таких конструкций жесткую арматуру используют в качестве стоек лесов, на которые передают нагрузку от опалубки, бетонной смеси и монтажных устройств После снятия опалубки жесткая арматура воспринимает нагрузку совместно с бетоном. Эффективность жесткой арматуры возрастает по мере снижения собственного веса конструкций по отношению к полной нагрузке В качестве жесткой арматуры применяют прокатную сталь швеллерного (рис 102, *а*), двутаврового (рис 102, *б*) и другого крупного профиля или сварные каркасы из укрупненных круглых стержней или мелких уголков

Сечение жесткой арматуры принимают наименьшим (3 8 %) – из условия восприятия нагрузок в процессе возведения конструкций Совместная работа жесткой арматуры и бетона класса B15 и более при наличии хомутов надежно обеспечивается вплоть до разрушения при $\mu \leqslant 15\,\%$ При этом напряжения в бетоне и жесткой арматуре достигают предельных значений R_b и R_{sr} При больших μ бетон в работе сечения не участвует, а выполняет только функции защитной оболочки

Основные расчетные положения внецентренно сжатых элементов с гибкой арматурой остаются в силе и для внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой При расчете элементов с жесткой (несущей) арматурой площадь сжатой зоны сечения принимают за вычетом площади, занятой жесткой арматурой, что примерно равносильно снижению расчетного сопротивления жесткой арматуры этой зоны до значения $R_{sr} - R_b$

Расчет внецентренно сжатых элементов с жесткой арматурой в виде двух отдельных ветвей, одна из которых расположена около наиболее сжатой грани, а другая – у противоположной (растянутой) или наименее сжатой грани сечения (см рис 102, *а*), ничем не отличается от расчета элементов с гибкой арматурой При этом полезную высоту сечения h_0 принимают равной расстоянию от наиболее сжатой грани сечения до общего центра тяжести жесткой и гибкой арматуры около противоположной грани Для элементов с жесткой арматурой формула (276) преобразуется в такой вид

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta} + 0{,}1\right) + \alpha_{sr} I_{sr} + \alpha_s I_s\right], \tag{317}$$

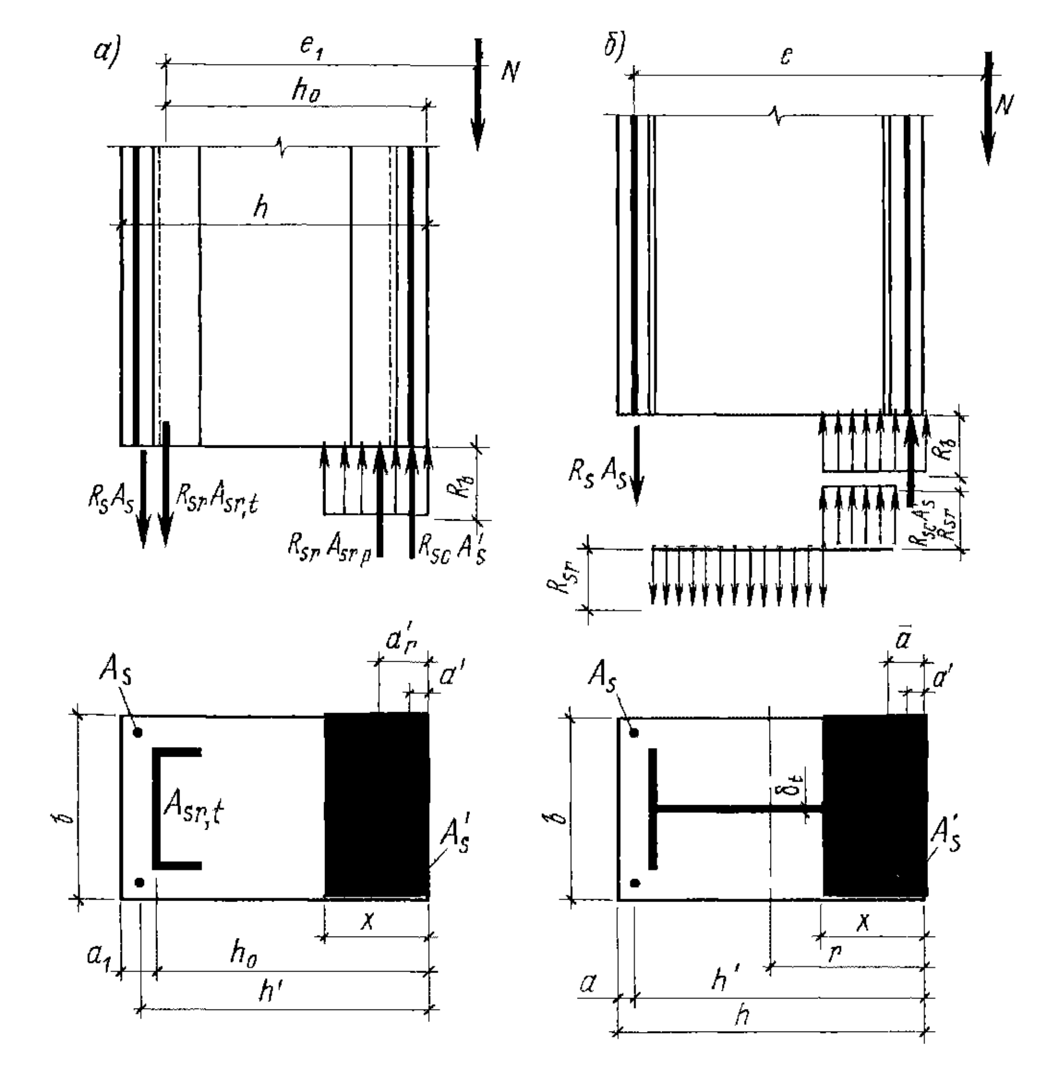


Рис 102 Сечения с жесткой арматурой
а – прокатного швеллера *б* – прокатного двутавра

где I — момент инерции бетонного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения и нормальной к плоскости расчетного эксцентриситета с учетом вытеснения бетона сечением арматуры, I_{sr} — момент инерции жесткой арматуры относительно той же оси, I_s — момент инерции гибкой арматуры относительно той же оси,

$$\alpha_{sr} = E_{sr}/E_b; \ \alpha_s = E_s/E_b,$$

все другие обозначения см в формуле (369)

Элементы с жесткой арматурой рассчитывают по случаю 1 (большие эксцентриситеты) или по случаю 2 (малые эксцентриситеты) в зависимости от величины высоты сжатой зоны сечения x

Величину x определяют из условия равновесия $\sum x = 0$

$$x = \frac{N - R_{sc}A'_s + (R_{sr} - R_b)A_{sr\,c} + R_{sr}A_{sr\,t} + R_sA_s}{R_b b} \tag{318}$$

● Случай 1 — $x \leqslant \xi_R h_0$ (большие эксцентриситеты) Основное условие прочности получают из уравнений равновесия $\sum M = 0$ (рис 102) относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$Ne_1 \leqslant R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a') + (R_{sr} - R_b)A_{sr\,c}(h_0 - a'_r), \tag{319}$$

где e_1 — эксцентриситет продольного усилия относительно равнодействующей усилий в растянутых жесткой и гибкой арматуре, a'_r — расстояние от центра тяжести сжатой жесткой арматуры до сжатой грани элемента

● Случай 2 — $x > \xi_R h_0$ (малые эксцентриситеты) При классе бетона B25 и ниже расчет сечений производят из условия (318), принимая высоту сжатой зоны по формуле

$$x = h_0 \frac{[N - (R_{sr} - R_b)A_{sr,c} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_{sr}A_{sr\,t} + R_sA_s)(1 + \xi_R)}{R_b bh_0(1 - \xi_R) + 2(R_{sr}A_{sr\,t} + A_sR_s)}, \tag{320}$$

где $A_{sr,p}$ и $A_{sr,t}$ – соответственно площадь жесткой арматуры, расположенной в сжатой и растянутой зонах сечения

При армировании сечения высоким симметричным профилем (рис 102, *б*) формула (318) преобразуется в вид

$$x = \frac{N - R_{sc}A_s + 2R_{sr}\delta_t r + R_s A_s + R_b A_{sr\ c}}{R_b b + 2R_{sr}\delta_t} \quad (321)$$

Если $\bar{a} < x \leqslant \xi_R h_0$, то прочность сечения проверяют из условия $\sum M = 0$ относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$Ne \leqslant R_b bx\,(h' - 0{,}5x) + R_{sc}A'_s(h' - a') + R_{sr}\left[w_{pl} - \delta_t(r - x)(2h' - r - x)\right] - R_b w_{pl}/2 \quad (322)$$

§ 27. Расчет прочности растянутых элементов

1. Центрально-растянутые элементы. Под центрально-растянутыми понимают элементы, в нормальном сечении которых точка приложения расчетной силы N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре (рис 103) Обычно центрально-растянутыми являются затяжки арок, нижние пояса и растянутые элементы решетки ферм, стенки круглых резервуаров, бункеров, силосов, напорных труб и другие железобетонные элементы Продольная (напрягаемая и ненапрягаемая) арматура в центрально-растянутых элементах предназначается для воспринятия растягивающей силы N, так как бетон быстро выключается из работы такого элемента в связи с ранним появлением в нем трещин (см рис 15, *а*)

Расчетная сила N в центрально-растянутых элементах воспринимается только арматурой, поэтому их особенно выгодно армировать предварительно напряженной высокопрочной арматурой, позволяющей получить максимальную экономию стали В связи с наличием достаточных неупругих деформаций предварительное напряжение высокопрочной арматуры не оказывает влияния на прочность растянутых элементов, не считая некоторого увеличения прочности арматуры, вследствие наклепа от ее предварительного натяжения В целях исключения случайных изгибающих и крутящих моментов напрягаемую арматуру по сечению размещают симметрично, отпуск арматуры также производят симметрично по сечению Ненапрягаемую арматуру допускается устанавливать, если это оказывается выгодным в технико-экономическом отношении В целях повышения огнестойкости элементов рекомендуется в углах сечения устанавливать ненапрягаемую арматуру диаметром не менее 10 мм и хомуты с шагом не более высоты сечения элемента

Основное условие прочности центрально-растянутого элемента получают из условия равновесия $\sum y = 0$ (рис 103) Считают прочность элемента обеспеченной, если расчетная сила N не превосходит равнодействующую предельных растягивающих усилий во всей продольной арматуре, расположенной в сечении элемента,

$$N \leqslant N_u = R_s A_{s,tot} = \gamma_{s6} R_{sp} \sum A_{sp} + R_s \sum A_s, \quad (323)$$

где γ_{s6} – коэффициент условий работы арматуры [см формулу (64)], $R_s A_{s,tot}$ – выражение в обобщенных усилиях [см формулу (65)], $A_{s,tot}$ – площадь сече-

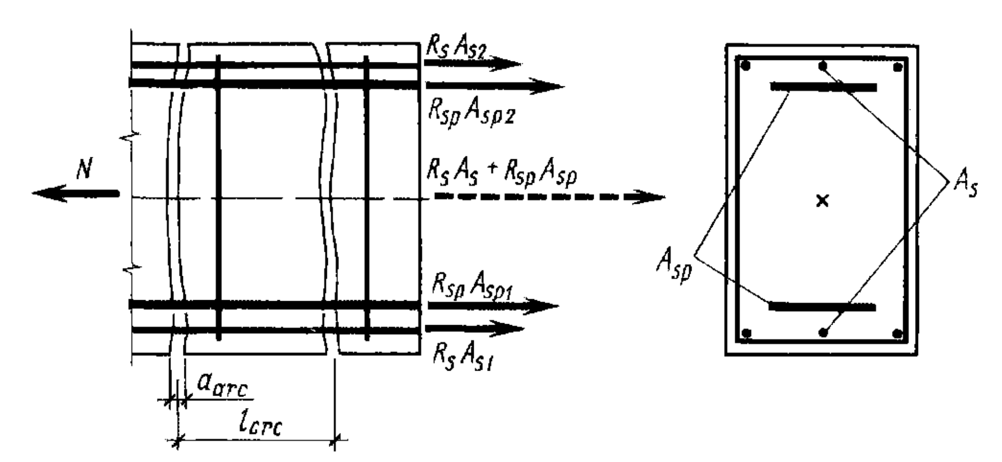


Рис 103 Схема усилий в расчетном нормальном сечении центрально-растянутых элементов

ния всей продольной арматуры, $\sum A_{sp}$, $\sum A_s$ – площади сечения всей продольной соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

2. Внецентренно растянутые элементы. Внецентренно растянутыми называют элементы, у которых линия действия внешней продольной растягивающей силы N не совпадает с линией действия равнодействующей внутренних усилий центрально-растягиваемого сечения, т е когда продольная сила N действует с эксцентриситетом e_0 по отношению к вертикальной оси элемента или когда одновременно действуют продольная осевая сила N и изгибающий момент M (рис 104) Внецентренное растяжение возникает в нижних поясах безраскосных ферм, в прямоугольных и многоугольных в плане бункерах, силосах, резервуарах, бассейнах и т п конструкциях

При расчете прочности нормальных сечений внецентренно растянутых элементов, как при расчете внецентренно сжатых элементов (см § 26), в зависимости от величины начального эксцентриситета e_{0N} силы N различают два случая предельного состояния по несущей способности случай 1 – большие эксцентриситеты, т е когда сила N расположена за пределами равнодействующих усилий в арматуре S и S' (рис 104, *а*), случай 2 – малые эксцентриситеты, т е когда сила N расположена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис 104, *б*) Большая часть сечения внецентренно растянутых элементов растянута, поэтому их выгодно армировать предварительно напряженной высокопрочной арматурой, что позволяет уменьшить расход дефицитной стали и значительно повысить трещиностойкость и жесткость элементов

● Случай 1 – $e' > h_0 - a'$ (большие эксцентриситеты) В этом случае, как и при изгибе (см § 23), часть сечения сжата, а часть растянута (рис 104, *а*) В предельном состоянии по прочности в растянутой зоне сечения образуются трещины, и она в работе сечения не участвует Считают, что в растянутой зоне сечения усилия воспринимает одна арматура В предель-

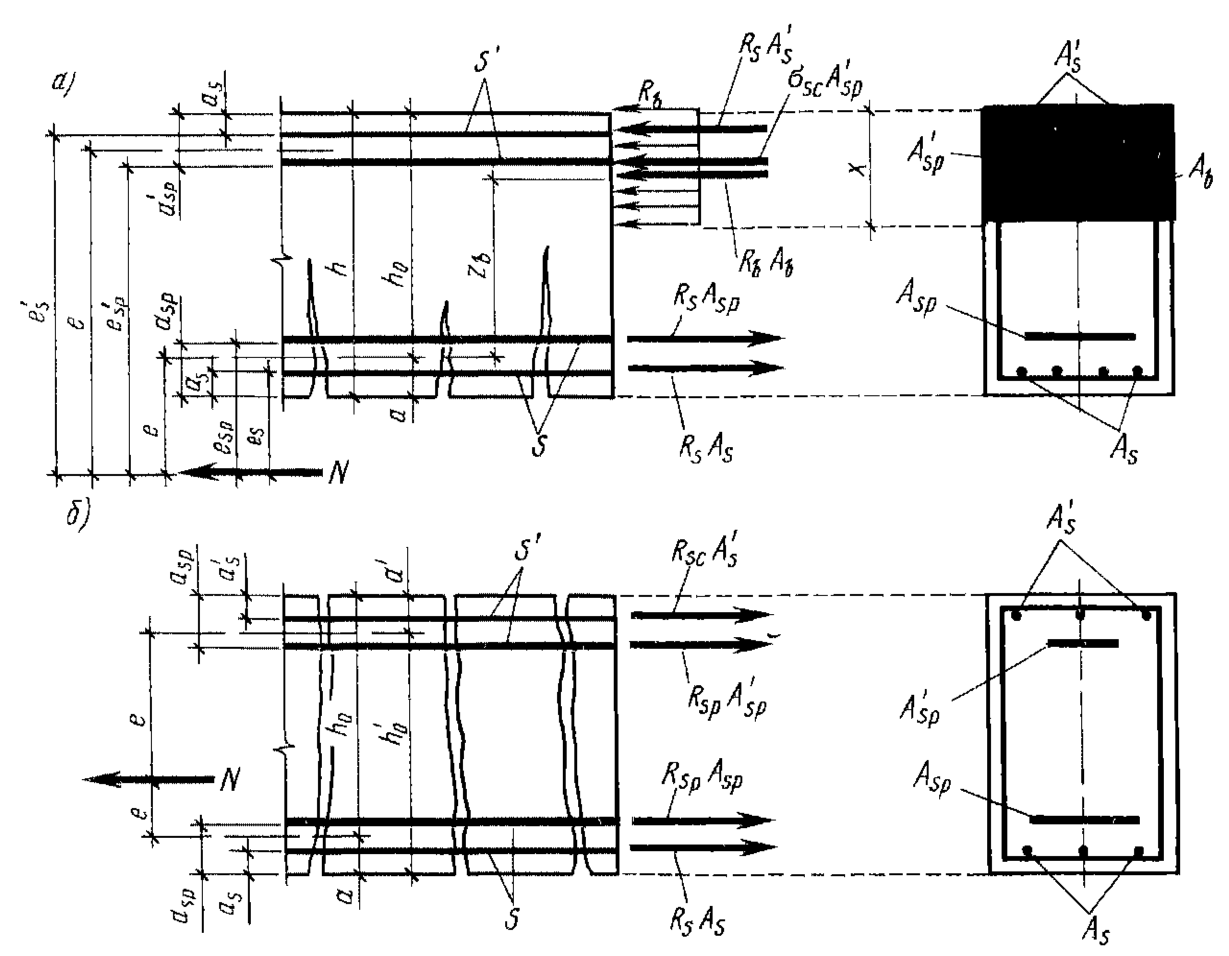


Рис 104 Схема усилий в расчетном нормальном сечении внецентренно растянутых элементов

а – расчетная сила N приложена за пределами равнодействующих усилий в арматуре S и S
б – то же, между равнодействующими усилий в арматуре S и S

ном состоянии арматура S и S' работает со своими предельными сопротивлениями R_s и R_{sc}, а бетон сжатой зоны – с R_b. При наличии напрягаемой сжатой арматуры напряжения в ней принимают равными σ_{sc} (см. § 11). Условие прочности ($M \leqslant M_u$) получают из условия равновесия $\sum M = 0$ относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$Ne \leqslant M_u = R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a') + \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp}) \quad (324)$$

Высоту сжатой зоны x сечения определяют из условия равновесия $\sum x = 0$

$$x = \frac{\gamma_{s6}R_{sp}A_{sp} + R_sA_s - R_{sc}A'_s - \sigma_{sc}A'_{sp} - N}{R_b b}, \quad (325)$$

где γ_{s6} – коэффициент условий работы [см. формулу (64)], σ_{sc} – напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны, принимают $\sigma_{sc} = 400 - \sigma'_{sp}$, а при учете коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $\sigma_{sc} = 500 - \sigma'_{sp}$.

Если полученное по формуле (325) значение $x > \xi_R h_0$, то в условие (324) подставляют значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R определяют по прилож. 17 или по формуле (135). Если $x < 0$, то прочность сечения проверяют по условию (332).

Если высота сжатой зоны, определенная без учета сжатой арматуры,

$$x = \frac{\gamma_{s6}R_{sp}A_{sp} + R_sA_s - \sigma_{sc}A'_{sp} - N}{R_b b} < 2a', \quad (326)$$

то сжатую арматуру расчетом не учитывают, что несколько увеличивает несущую способность элемента.

Площадь сечения напрягаемой арматуры определяют из уравнения (325)

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b bh_0 + R_{sc}A'_s + \sigma_{sc}A'_{sp} - R_sA_s + N}{\gamma_{s6}R_{sp}}, \quad (327)$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны, определяют по формуле (137) или прилож. 21 в зависимости от

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc}A'_s(h_0 - a') - \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp})}{R_b bh_0^2}, \quad (328)$$

γ_{s6} – коэффициент условий работы арматуры [определяют по формуле (64)].

Если коэффициент $\alpha_m > \alpha_R$ (см. прилож. 22), то увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона и в крайнем случае увеличивают сечение арматуры A'_s.

Если $\alpha_m < 0$, то площадь сечения арматуры S определяют по формуле (332).

Если $\xi \leqslant 2a'/h_0$, то площадь арматуры A_s определяют по формуле

$$A_{sp} = \frac{N[e/(\zeta h_0) + 1] - R_sA_s}{\gamma_{s6}R_s}, \quad (329)$$

где ζ – определяют по прилож. 21 в зависимости от

$$\alpha_m = Ne/(R_b bh_0^2), \quad (330)$$

т. е. без учета сжатой арматуры A'_s, так как она в работе сечения не участвует.

Наиболее целесообразное сечение будет тогда, когда полностью используется несущая способность бетона сжатой зоны, т. е. когда $x = \xi_R h_0$, или коэффициент α_m достигает своего предельного значения α_R. Однако равнопрочное сечение по бетону сжатой зоны и по растянутой арматуре не всегда оказывается экономичным из-за большого расхода дефицитной стали и технологических трудностей, связанных с большим насыщением растянутой зоны рабочей и монтажной продольной арматурой.

Как и при внецентренном сжатии (см. § 26, п. 5), внецентренно растянутые элементы, работающие на знакопеременные изгибающие моменты, армируют симметричной арматурой ($S = A_{sp} + A_s = S' = A'_{sp} + A'_s$). Симметричное армирование принимают во всех случаях, когда оно приводит к увеличению суммарного сечения рабочей арматуры не более чем на 5% по сравнению с несимметричным армированием.

При определении площади сечения симметричной арматуры $A_{sp} + A_s = A_{sp} + A'_s$ по формулам (294) и (295) в первом приближении принимают $A'_{sp} + A'_s = 0$. При этом если напряжение $\sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma'_{sp}$ сжимающее (т. е. $\sigma_{sc} > 0$), то повторный расчет не производят.

● Случай 2 – $e' \leqslant h_0 - a'$ (малые эксцентриситеты). В этом случае все сечение элемента растянуто. В предельном состоянии по прочности по длине элемента образуются сквозные поперечные трещины (рис. 104, *б*), поэтому бетон в работе элемента не участвует. Считают, что предельные усилия в нормальных сечениях, совпадающих с трещинами, воспринимает одна арматура. Разрушение элемента

наступает, когда напряжения в продольной арматуре S и S' достигают предельного значения (нормативного сопротивления) Условие прочности ($M \leqslant M_u$) получают из условия $\sum M = 0$ относительно центра тяжести сжатой или растянутой арматуры

$$Ne' \leqslant R_s A_{s\,tot}(h_0 - a') = = (\gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a), \qquad (331)$$

откуда

$$A_{sp} = \frac{Ne' - R_s A_s (h_0 - a')}{\gamma_{s6} R_{sp}(h_0 - a')}; \qquad (332)$$

$$Ne \leqslant R_s A'_{s,tot}(h_0 - a') = = (\gamma_{s6} R_{sp} A'_{sp} + R_s A'_s)(h_0 - a'),$$

откуда

$$A'_{sp} = \frac{Ne - R_s A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{s6} R_{sp}(h_0 - a')}, \qquad (333)$$

где γ_{s6} – коэффициент условий работы арматуры, имеет то же значение, что и в формуле (64), $A_{s\,tot}$, $A'_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной растянутой и сжатой арматуры

При симметричной арматуре используют только условие (332)

Пример 1. Определить площадь сечения симметричной продольной арматуры элемента с размерами сечения $b \times h = 15 \times 35$ см на действие всех нагрузок, $a = a' = 3{,}5$ см, бетон класса В25 ($R_b = 16$ МПа при $\gamma_{b2} = 1{,}1$), продольная растянутая арматура напрягаемая класса A-V ($R_s = 680$ МПа) и ненапрягаемая класса A-III ($R_s = 365$ МПа), площади сечения арматуры $A_{sp} = 3{,}14$ см^2 ($1d = 20$) и $A'_s = 0{,}785$ см^2 ($1d = 10$), предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь $\sigma_{sp2} = 500$ МПа при $\gamma_{sp} < 1$, растягивающая сила от внешних нагрузок $N = 16$ кН, изгибающий момент $M = 11{,}6$ кН м

Решение. Полезная высота сечения $h_0 = h - a = 35 - 3{,}5 = 31{,}5$ см; начальный эксцентриситет $e_{ON} = M/N = 11{,}6/16 = 0{,}725$ см

Расстояние от силы N до центра тяжести растянутой арматуры (рис 104, *а*)

$$e = e_{ON} - h/2 + a = 0{,}725 - 0{,}35/2 + 0{,}035 = = 0{,}585 \text{ м},$$

То же, до центра тяжести сжатой арматуры

$$e' = e_{ON} + h/2 - a' = 0{,}725 + 0{,}3/2 - 0{,}035 =$$

$$= 0{,}935 \text{ м} > h_0 - a' = 31{,}5 - 3{,}5 = 0{,}28 \text{ м}$$

Следовательно, это случай 1 внецентренного растяжения (большие эксцентриситеты)

По формуле (325) определяют значение $\xi = x/h_0$ без учета коэффициента γ_{sp}

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - N}{R_b b h_0} = = \frac{680\ \ 314 + 365 \cdot 78{,}5 - 16\ \ 10^3}{16\ \ 150\ \ 315} = 0{,}3$$

По формуле (135),

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc\,u}}(1 - \omega/1{,}1)} = = \frac{0{,}72}{1 + \frac{580}{400}(1 - 0{,}72/1{,}1)} = 0{,}49,$$

где $\omega = 0{,}85 - 0{,}08 R_b = 0{,}85 - 0{,}08\ \ 16 = 0{,}72$,

$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} = 680 + 400 - 500 = 580$ МПа,

$\sigma_{sc\,u} = 400$ МПа, $\xi_R = 0{,}49 > \xi = 0{,}3$

По формуле (64),

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) = = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)(2\ \ 0{,}3/0{,}49 - 1) = 1{,}12$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - N}{R_b b} = = \frac{1{,}12\ \ 680\ \ 314 + 365\ \ 78{,}5 - 16\ \ 10^3}{16\ \ 150} = 105 \text{ мм}$$

Момент внешних сил относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре S

$$Ne = Na + M = 16\ \ 0{,}035 + 11{,}6 = 12{,}16 \text{ кН м}$$

Проверяют прочность сечения из условия (324)

$$M_u = R_b bx(h_0 - 0{,}5x) = 16\ \ 150\ \ 96(315 - 0{,}5\ \ 96) = 61{,}5\ \ 10^6 \text{ Н мм} = 61{,}5 \text{ кН м},$$

$Ne = 12{,}16$ кН м $< M_u = 61{,}5$ кН м, т е прочность сечения обеспечена.

Пример 2. Определить площадь сечения напрягаемой симметричной арматуры ($A_{sp} = A_{sp}$) в растянутом элементе с размерами сечения $b = 55$ см, $h = 21$ см, $a = a' = 5$ см Арматура класса К-7 диаметром 15 мм, расчетная сила $N = 2200$ кН, изгибающий момент $M = 44$ кН м

Решение. По прилож 14 $R_{sp} = 1080$ МПа, полезная высота сечения $h_0 = h - a = 21 - 5 = 16$ см Начальный эксцентриситет $e_{OM} M/N = 44/2200 = 0{,}02$ м $= 2$ см, расстояние от силы N до центра тяжести сжатой арматуры (рис 104, *б*)

$e' = e_{0N} + h/2 - a = 2 + 21/2 - 5 =$
$= 7{,}5$ см $< h_0 - a' = 16 - 5 = 11$ см

Следовательно, это случай 2 внецентренного растяжения (малые эксцентриситеты)

По формуле (332), принимая $\gamma_{s6} = 1{,}12$ получают

$$A_{sp} = A'_{sp} = \frac{Ne'}{\gamma_{s6} R_{sp} (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{2200 \ 10^3 \ 75}{1{,}12 \ 1080 \ 110} = 1240 \text{ мм}^2$$

По прилож 11, 9∅15 К-7, $A_{sp} = A_{sp} = 12{,}74$ см^2 (+5%)

3. Прочность по наклонным сечениям. Расчет прочности наклонных сечений внецентренно растянутых элементов на поперечную силу Q производят по формулам изгибаемых элементов (см § 24) При этом

$$k = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f - \varphi_n) R_{bt} b h_0^2, \qquad (334)$$

где $\varphi_n = [-0{,}2 (N - P)]/(R_{bt} b h_0) \leqslant 0{,}8$

Принимают $k/c \geqslant \varphi_{b3} (1 - \varphi_n) R_{bt} b h_0$ Кроме того, во всех формулах коэффициент φ_{b4} заменяют выражением $\varphi_{b4} (1 - \varphi_n)$

Расчет наклонных сечений внецентренно растянутых элементов на действие изгибающего момента производят как для изгибаемых элементов При этом высоту сжатой зоны в наклонном сечении определяют с учетом растягивающей силы N по формуле (325) В случае выполнения условия $e' < h_0 - a'$ за расчетный принимают момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно центра тяжести арматуры S'

§ 28. Расчет прочности пространственных элементов

1. Общие сведения. Под силовым воздействием кручения с изгибом понимают совместное действие на элемент крутящего и изгибающего моментов В железобетонных конструкциях кручение с изгибом встречается довольно часто балки, поддерживающие балконы и другие односторонние площадки, опоры мачт при обрыве одного из проводов и другие конструкции, когда действующие на них усилия не лежат в плоскости, проходящей через их продольную ось

Сопротивление бетона кручению существенно ниже, чем сопротивление изгибу, поэтому даже небольшие крутящие моменты необходимо учитывать расчетом Крутящий момент в основном воспринимает поперечная арматура, а изгибающий – продольная Поперечная арматура (хомуты, спираль или сетки) должна образовывать замкнутые контуры, в противном случае возможно продергивание ее концов Разрушение элементов, работающих на кручение с изгибом, происходит по пространственной трещине (рис 105), при этом напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, а в бетоне сжатой зоны – предела прочности при осевом сжатии

Элементы, работающие на кручение с изгибом, проектируют обычно сплошного поперечного сечения или полыми (коробчатые, кольцевые), но с замкнутым контуром при соотношении сторон не более 3 1 Открытые тонкостенные сечения обладают малой крутильной жесткостью и поэтому не рекомендуются

При расчете пространственных сечений усилия определяют исходя из следующих предпосылок 1) сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю, 2) сжатую зону пространственного сечения условно представляют плоскостью, расположенной под углом θ к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию – напряжениями $R_b \sin^2 \theta$, равномерно распределенными по сжатой зоне, 3) растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, принимают равными расчетным сопротивлениям R_s и R_{sw}, 4) напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимают для ненапрягаемой арматуры равным R_{sc}, а для напрягаемой согласно § 11

2. Элементы прямоугольного сечения. В целях ограничения ширины раскрытия трещин нормы рекомендуют назначать размеры прямоугольного сечения элементов из условия

$$T \leqslant 0{,}1 R_b b^2 h, \qquad (335)$$

где b и h – соответственно меньший и больший размеры граней элемента При этом значение R_b для бетонов классов

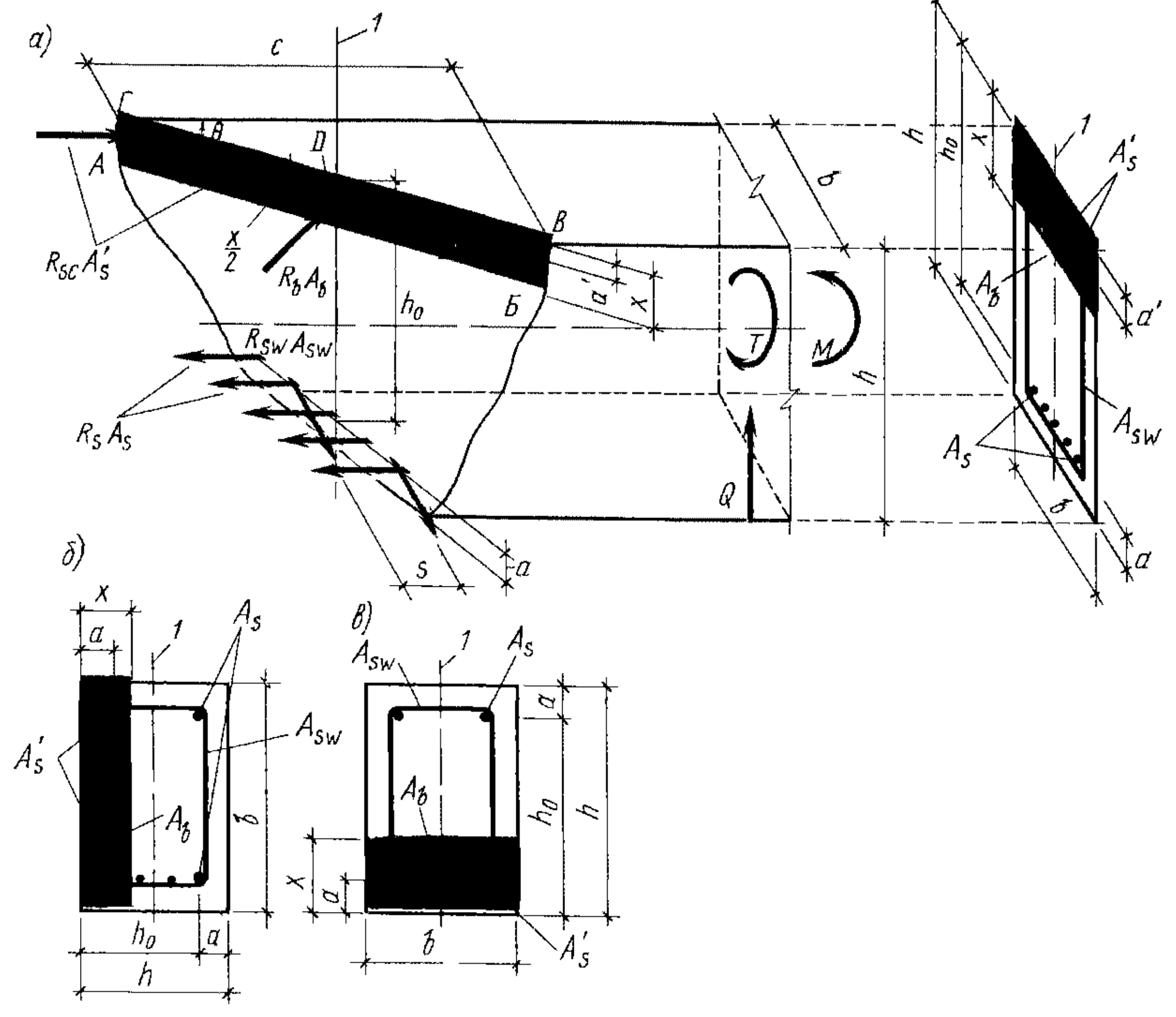


Рис 105 Сжатая зона пространственного сечения

а – у сжатой от изгиба грани элемента *б* – у грани элемента параллельной плоскости действия изгибающего момента; *в* – у растянутой от изгиба грани элемента; *1* – плоскость действия изгибающего момента

выше B25 принимают как для бетона класса B25

При проектировании элементов, работающих на изгиб с кручением, различают три возможные расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

- 1-я схема – проявляется у сжатой от изгиба грани элемента (рис 105, *а*) в случае преимущественного влияния изгиба и кручения, при нулевом значении поперечной силы
- 2-я схема – наблюдается у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис 105, *б*) в случае преимущественного действия крутящего момента и поперечной силы при нулевых значениях изгибающего момента
- 3-я схема – проявляется у растянутой от изгиба грани элемента (рис 105, *в*), когда преобладает действие крутящего момента и когда в сжатой от изгиба грани установлено арматуры значительно меньше, чем у противоположной грани

Нормы рекомендуют за расчетную принимать наименьшую прочность элемента из подсчитанных по всем трем возможным схемам расположения сжатой зоны пространственного сечения Условие прочности ($M \leqslant M_u$) получают из условия равновесия расчетных моментов $\sum M = 0$ и предельных усилий в продольной и поперечной арматуре относительно оси, проходящей в плоскости сжатой зоны через его центр (рис 105, *а*, точка *Д*)

Для любой из этих схем расчет пространственного сечения производят из условия

$$T \leqslant R_s A_s \frac{1 + \varphi_w \delta \lambda^2}{\varphi_q \lambda + \chi}(h_0 - 0{,}5x), \tag{336}$$

$$\delta = b/(2h + b), \tag{337}$$

$$\lambda = c/b \tag{338}$$

Высоту сжатой зоны x определяют из условия равновесия $\sum x = 0$

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s)/(R_b b), \tag{339}$$

где δ – коэффициент, характеризующий соотношение между размерами граней сечения, λ – коэффициент, связывающий длину проекции c на продольную ось элемента с размером сечения b, невыгоднейшее значение c в общем случае определяют последовательными приближениями и принимают не более $2h + b$ и не более длины участка элемента, на котором расчетные усилия T, M и Q не меняют знака, φ_q и χ – коэффициенты, характеризующие соотношение между расчетными крутящим T и изгибающим M моментами и расчетной поперечной силой Q, принимают

при отсутствии изгибающего момента $\chi = 0$, $\varphi_q = 1$,

- для 1-й схемы (рис 105, *а*)

$$\chi = M/T \text{ и } \varphi_q = 1, \tag{340}$$

- для 2-й схемы (рис 105, *б*)

$$\chi = 0 \text{ и } \varphi_q = 1 + Qh/2T, \tag{341}$$

- для 3-й схемы (рис 105, *в*)

$$\chi = -M/T \text{ и } \varphi_q = 1 \tag{342}$$

Крутящий T и изгибающий M моменты и поперечную силу Q принимают в сечении, нормальном к продольной оси элемента и проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения

Коэффициент φ_w, характеризующий соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяют по формуле

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \frac{b}{s}, \tag{343}$$

где A_{sw} – площадь сечения одного стержня хомута, расположенного у грани, являющейся для рассматриваемой расчетной схемы растянутой

Значение φ_w принимают не менее

$$\varphi_{w\,min} = \frac{0{,}5}{1 + 0{,}5M/(\varphi_w M_u)} \tag{344}$$

и не более

$$\varphi_{w\,max} = 1{,}5\,(1 - M/M_u), \tag{345}$$

где M – изгибающий момент от внешних нагрузок, $M = 0$ для 2-й схемы, со знаком «–» – для 3-й схемы, M_u – предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента

Если φ_w, подсчитанное по формуле (343), меньше $\varphi_{w\,min}$, то значение усилия $R_s A_s$, вводимое в формулы (336) и (338), умножают на отношение $\varphi_w/\varphi_{w\,min}$

Для участков элементов, на которых $T \leqslant 0{,}5\,Qb$, расчет по 2-й схеме заменяют расчетом по условию

$$Q \leqslant Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \tag{346}$$

где Q и T – соответственно наибольшие внешние поперечная сила и крутящий момент на рассматриваемом участке элемента, Q_{sw} и Q_b – определяют по формулам (209) и (212)

При этом расчет наклонных и нормальных сечений на действие изгибающего момента производят без учета кручения

§ 29. Расчет прочности элементов на местное действие нагрузки

1. Местное сжатие. Местное сжатие (смятие) элементов железобетонных конструкций возникает под центрирующими прокладками в местах стыкования элементов и сборных колонн (см рис 75), опирания тяжело нагруженных балок (ферм, арок) на колонны или стены (рис 106) и под анкерными устройствами предварительно напряженных элементов

- *Элементы без косвенного армирования* Условие прочности элемента на местное сжатие ($N \leqslant N_u$) без косвенного армирования получают из условия равновесия $\sum y = 0$

$$N \leqslant N_u = \psi R_{b\,loc} A_{loc\,1}, \tag{347}$$

где ψ – коэффициент, принимают равным 1 – при равномерном распределении местной нагрузки по площади смятия, 0,75 – при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия (под концами балок) для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона, 0,5 – то же, для ячеистого бетона, $A_{loc\,1}$ – площадь смятия, на рис 106 обозначена двойной

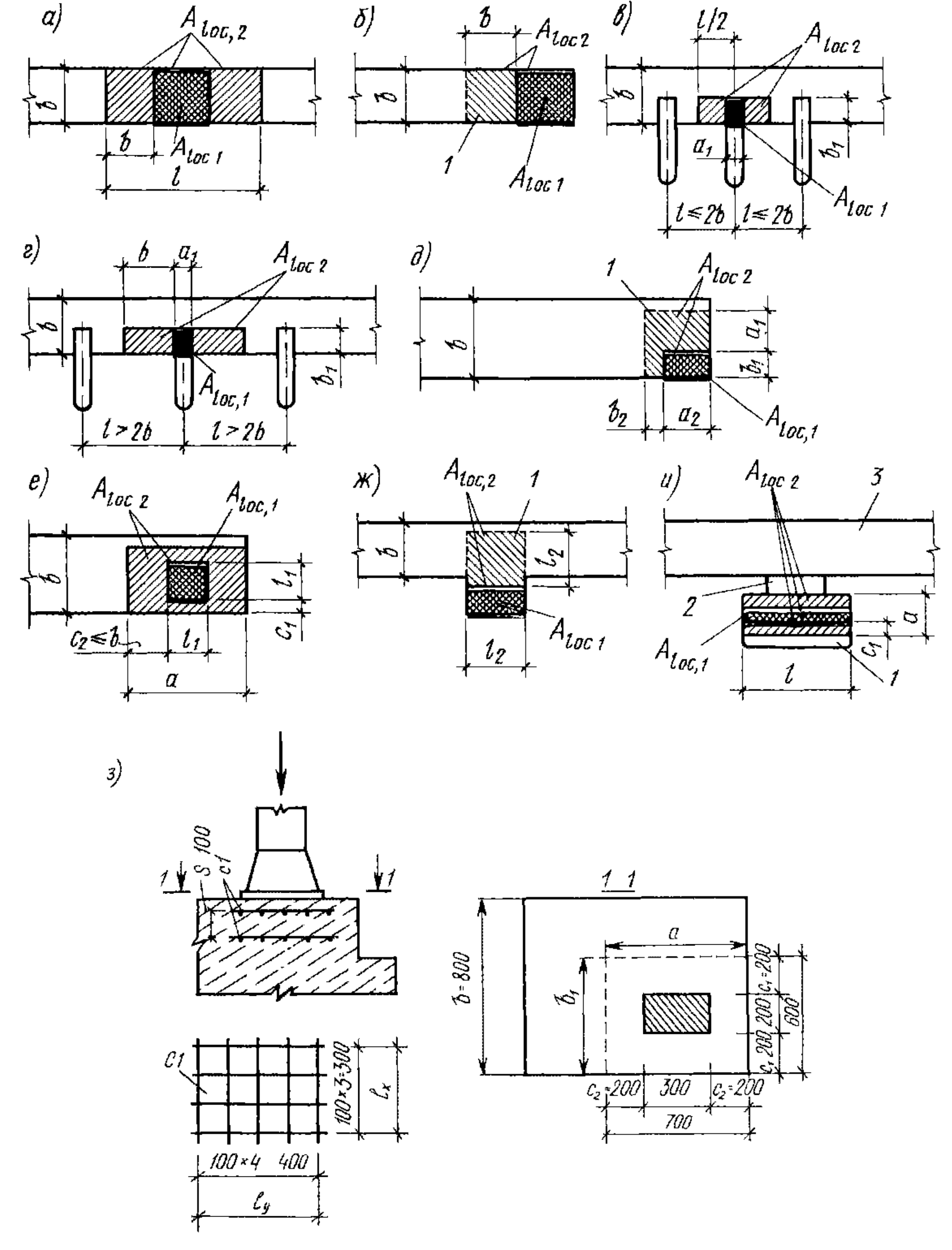


Рис 106 Расчетные площади $A_{loc\ 2}$ при местном сжатии

1 – расчетная площадь, учитываемая только при наличии косвенной арматуры *2 3* – не учитываемые расчетом участки

штриховкой, $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = \alpha\varphi_b R_b, \ \alpha\varphi_b \geqslant 1, \tag{348}$$

здесь $\alpha = 1$ – для бетона классов ниже В25, $\alpha = 13{,}5 \times R_{bt}/R_b$ – для бетонов классов В25 и выше, но не более следующих значений 2,5 – для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона классов более В7,5 при схеме приложения нагрузки по рис 106, *а, в, г, е, и*, 1,5 – то же, классов В3,5, В5, В7,5, 1,2 – то же, для ячеистого и легкого бетона классов В2,5 и ниже, 1,0 – при схеме приложения нагрузки по рис 109, *б, д, ж* независимо от вида и класса бетона, R_{bt} и R_b – принимают как для бетонных конструкций, т е с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{b9} = 0{,}9$ (см п 9 табл 15 СНиП 2 03 01–84),

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc\ 1}} \tag{349}$$

Расчетную площадь $A_{loc\ 2}$ принимают (рис 106) в зависимости от расположения площади смятия $A_{loc\ 1}$

схема *а* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1} + 2b^2$,

схема *б* $A_{loc\ 2} = A_{loc,1}$,

схема *в* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1} + b_1(l - a_1)$,

схема *г* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1} + b_1\ 2b$, (350)

схема *д* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1}$,

схема *е з* $A_{loc\ 2} = a(2c_1 + l_1)$,

схема *ж* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1}$,

схема *и* $A_{loc\ 2} = A_{loc\ 1} + l\ 2c_1$

При местной нагрузке от балок (прогонов, перемычек), учитываемую в расчете глубину опоры при определении $A_{loc\ 1}$ и $A_{loc\ 2}$, принимают не более 20 см

● *Элементы с косвенным армированием* Расчет на местное сжатие железобетонных элементов с косвенным армированием в виде плоских сварных сеток ведут из условия равновесия $\sum y = 0$

$$N \leqslant R_{b\ red} A_{loc\ 1}, \qquad (351)$$

$$R_{b\ red} = R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_{s\ xy} \varphi_s, \qquad (352)$$

где $A_{loc\ 1}$ – площадь смятия, $R_{b\ red}$ – приведенная призменная прочность бетона, $\varphi_b \leqslant 3{,}5$ – коэффициент, учитывающий влияние бетонной обоймы на повышение несущей способности бетона при смятии, определяют по формуле (349), φ, μ_{xy} – коэффициенты, имеют то же значение, что и в формуле (282), φ_s – коэффициент, учитывающий влияние сеток (металлической обоймы) на повышение несущей способности бетона при смятии

$$\varphi_s = 4{,}5 - 3{,}5 A_{loc\ 1}/A_{ef},$$

A_{ef} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток, для схем рис 106, *а*, *в*, *г*, *е*, *и* должно удовлетворяться условие $A_{loc\ 1} < A_{ef} \leqslant A_{loc\ 2}$ а для схем *б*, *д*, *ж* – $A_{ef} = A_{loc,2}$, при этом в формулу (352) подставляют $A_{loc,2}$ вместо A_{ef}, $R_{s,xy}$, φ и μ_{xy} – см формулу (282)

Наименьшую глубину заложения сеток косвенного армирования определяют по формулам

для схем загружения по рис 106, *а*, *б*, *д*, *ж*, *и*

$$h_d = \frac{\varphi_d}{b}\left(\frac{N}{R_b} - A_{loc1}\right), \qquad (353)$$

для схем загружения по рис 106, *в*, *г*, *е*

$$h_d = \varphi_d\left(\sqrt{N/R_b} - \sqrt{A_{loc1}}\right), \qquad (354)$$

где φ_d – коэффициент, 0,5 – при схемах загружения по рис 106, *а*, *е*, *и*; 0,75 – то же, по рис 106, *в*, *г*, 1,0 – то же, по рис 106,*б*, *д*, *ж*

Число сеток принимают не менее двух

Пример. Стальная колонна, центрального нагружения усилием $N = 1000$ кН, опирается на железобетонный фундамент (рис 106,*з*); бетон фундамента тяжелый класса В12,5 ($R_b = 6{,}7$ МПа при $\gamma_{b2} = 0{,}9$) Требуется проверить прочность бетона под колонной на местное сжатие

Решение. $c_1 = 200$ мм $< b = 800$ мм, $a = 200\ 2 + 300 = 700$ мм, $b_1 = 200\ 2 + 200 = 600$ мм, $A_{loc2} = ab_1 = 700\ 600 = 420\,000$ мм^2 Площадь смятия $A_{loc1} = 300\ 200 = 60\,000$ мм^2

Для бетона класса ниже В25 $\alpha = 1{,}0$, тогда, по формуле (349),

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{420\,000/60\,000} = 1{,}9 < 2{,}5$$

С учетом $\gamma_{b9} = 0{,}9$ получают $R_{b1} = \gamma_{b9} R_b = 0{,}9\ 6{,}7 = 6{,}03$ МПа, $R_{b\ loc} = \alpha\varphi_b R_{b1} = 1{,}9\ 6{,}03 = 11{,}5$ МПа, где $\alpha\varphi_b = 1\ 1{,}9 = 1{,}9 > 1{,}0$

Проверяют условие (347), принимая $\varphi = 1{,}0$, как при равномерном распределении нагрузки,

$$\varphi R_{b,loc} A_{loc1} = 1\ 11{,}5\ 60\,000 = 690\,000\,H = 690 \text{ кН} < N = 1000 \text{ кН}$$

Следовательно, прочность бетона на местное сжатие не обеспечена и поэтому необходимо применить сетчатое армирование Принимают сварные сетки из проволоки Вр-I $d = 3$ мм с шагом $s = 100$ мм, ячейки сетки 100×100 мм ($R_{s\ xy} = 375$ МПа)

По формуле (285), при $n_x = 5$, $l_x = 300$ мм, $n_y = 4$, $b_y = 400$ мм, $A_{sx} = A_{sy} = 7\ 1$ мм^2 (∅ 3), $A_{ef} = l_x l_y = 300\ 400 = 120\,000$ мм$^2 > A_{loc1} = 60\,000$ мм^2

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} = \frac{5\ 7{,}1\ 300 + 4\ 7{,}1\ 400}{120\,000\ 100} = 0{,}00183$$

По формулам (284), (283),

$$\psi = \mu_{xy} R_{s\ xy}/(R_b + 10) = 0{,}00183\ 375/(6{,}7 + 10) = 0{,}041,$$

$$\varphi = 1/(0{,}23 + \psi) = 1/(0{,}23 + 0{,}041) = 3{,}69,$$

$$\varphi_s = 4{,}5 - 3{,}5 A_{loc1}/A_{ef} = 4{,}5 - 3{,}5\ 60\,000/120\,000 = 2{,}75,$$

$$R_{b\ red} = R_b\varphi_b + \varphi\mu_{xy} R_{s\ xy}\varphi_s = 6{,}7\ 1{,}9 + 3{,}69\ 0{,}00183\ 375\ 2{,}75 = 19{,}7 \text{ МПа}$$

Проверяют условие (351)

$R_{b,red}A_{loc1} = 19{,}7 \cdot 60\,000 = 1182 \cdot 10^3$ $H > N =$ $= 1000$ кН,

следовательно, прочность бетона обеспечена. Принимая $\varphi_d = 0{,}5$, по формуле (354) определяют глубину заложения сеток

$$h_d = \varphi_d\left(\sqrt{\frac{N}{R_b}} - \sqrt{A_{loc}}\right) =$$

$$= 0{,}5\left(\sqrt{\frac{1000 \cdot 10^3}{6{,}7}} - \sqrt{60\,000}\right) = 70{,}7 \text{ мм} < s = 100 \text{ мм},$$

т. е. достаточно установить две сетки.

2. Продавливание. Продавливание плитных конструкций колоннами наблюдают в безбалочных перекрытиях и в фундаментах. Опыты показывают, что продавливание плитных конструкций происходит под углом 45° (рис. 107, *а*) или меньшими – в случае ограничения основания пирамиды продавливания (рис. 107, *б*). Условие прочности плитной конструкции ($N \leqslant N_u$) получают из условия равновесия $\sum y = 0$. При отсутствии поперечной арматуры оно имеет вид

$$F = \alpha R_{bt} U_m h_0,$$

$$F = N - A_{inf}\sigma_{rm},$$

$$A_{inf} = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0), \quad \sigma_{rm} = N/A_r, \tag{355}$$

где F – продавливающая сила, принимают равной величине продольной силы N, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания A_{inf} (считая по плоскости расположения растянутой арматуры), сопротивляющейся продавливанию (рис. 107, *в*), α – коэффициент, принимают 1,0 для тяжелого бетона, 0,85 – мелкозернистого бетона и 0,8 – легкого бетона, U_m – среднеарифметическое периметров верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты сечения, A_r – площадь подошвы фундамента.

Учитывая, что $b_{inf} = b_c + 2h_0$, получим

$$U_m = [2(b_c + h_c) + 2(b_{inf} + h_{inf})]/2 =$$
$$= b_c + h_c + b_{inf} + h_{inf} = b_c + b_c + 2h_0 +$$
$$+ h_c + h_c + 2h_0 = 2(b_c + h_c + 2h_0) \tag{356}$$

Полезную высоту фундамента вычисляют по приближенной формуле, полученной из уравнений (355),

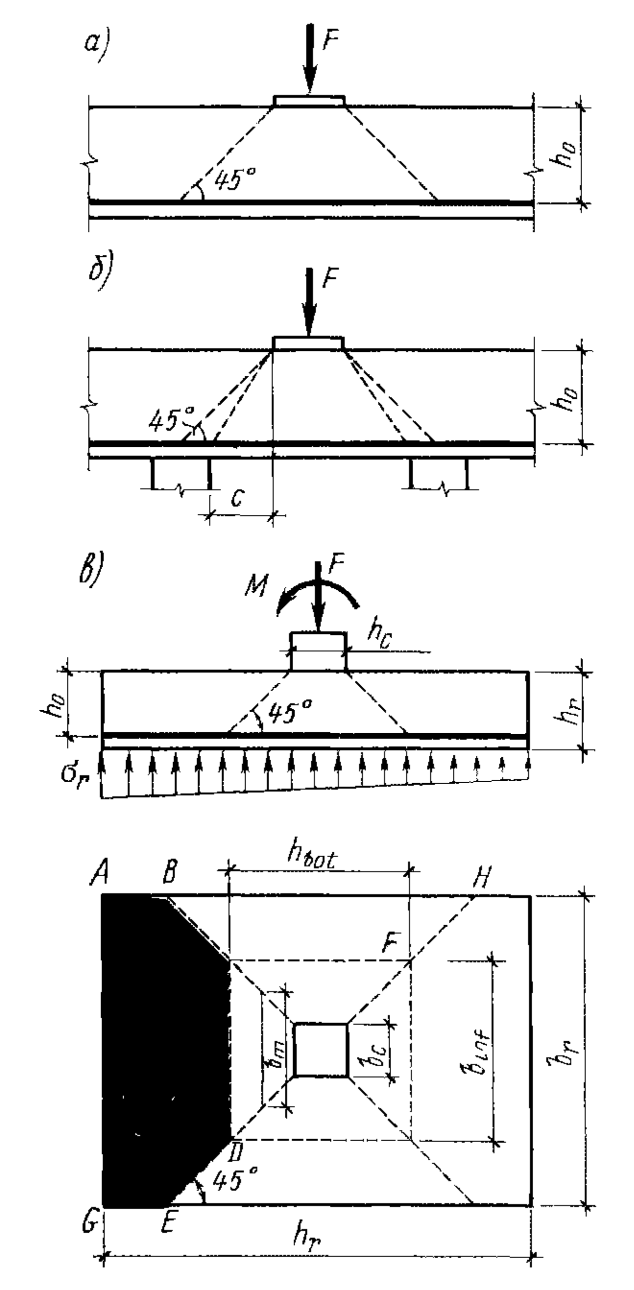


Рис. 107. Схемы продавливания плитных конструкций

а – без ограничения и *б* – с ограничением основания пирамиды продавливания; *в* – фундаментной плиты

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + \sigma_{rm}}} \tag{357}$$

При ограничении основания пирамиды продавливания (например, в свайных ростверках, см. рис. 107, *б*) правую часть условия прочности (355) умножают на h_0/c. При этом значение несущей способности принимают не более значения, соответствующего пирамиде при $c = 0{,}4h_0$, где c – длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания. В целях упрощения расчета центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных и

прямоугольных фундаментов расчет на продавливание производят отдельно для каждой грани пирамиды продавливания При этом средний периметр пирамиды продавливания U_m заменяют средним размером ее грани $U_m = (b_{sup} + b_{inf})/2$ (см рис 107, *в*), а величину силы F принимают равной $A\sigma_r$, где A – часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением соответствующих ребер (многоугольник $ABCDEG$), σ_r – наибольшее краевое давление на грунт при расчете в плоскости эксцентриситета, а при расчете в перпендикулярной плоскости – среднее давление на грунт в пределах расчетной площадки (многоугольника $BCFH$) Значение σ_r определяют без учета веса фундамента и грунта на его уступах

Для ступенчатых фундаментов производят проверку на продавливание от каждой вышележащей ступени

При установке в пределах пирамиды продавливания хомутов, нормальных к плоскости плиты, расчет производят из условия

$$F \leqslant F_b + 0{,}8F_{sw} \leqslant 2F_b \tag{358}$$

Усилие F_b принимают равной правой части неравенства (355) Силу F_{sw} определяют как сумму всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани расчетной пирамиды продавливания,

$$F_{sw} = \sum R_{sw}A_{sw}, \tag{359}$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление хомутов, принимают не более чем для арматуры класса A-I, т е $R_{sw} = 175$ МПа, при учете поперечной арматуры значение F_{sw} принимают не менее 0,5 F_b

При расположении хомутов на ограниченном участке вблизи сосредоточенного груза производят дополнительный расчет на продавливание пирамиды с верхним основанием, расположенным по контуру участка с поперечной арматурой, из условия (355)

Расстояние между поперечными стержнями определяют расчетом на действие поперечной силы (см § 24) и принимают не более $^1/_3 h$ и не более 200 мм, где h – толщина плиты Ширину зоны постановки поперечной арматуры принимают не менее $1{,}5h$

3. Отрыв. В растянутой зоне сечения второстепенных балок в местах их примыкания к главным балкам могут появиться трещины, поэтому опорное давление от второстепенных балок на главную балку будет фактически передаваться через сжатую зону (рис 108) опорного сечения второстепенной балки, т е в средней части высоты главной балки, в которой также могут быть трещины. Поэтому несущая способность поперечной арматуры, обеспечивающей прочность наклонных сечений главной балки, в местах примыкания второстепенных балок может оказаться недостаточной и может произойти отрыв бетона в растянутой зоне главной балки Отрыв бетона в общем случае наблюдают при подвешивании груза в пределах высоты сечения элемента

В целях обеспечения прочности элемента в местах подвешивания к нему груза давление от груза (второстепенной балки) передают на элемент (главную балку) через дополнительную поперечную арматуру (сварная сетка или спаренные хомуты), устанавливаемую в местах подвешивания груза к элементу Прочность мест подвешивания груза к элементу считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$F(1 - h_s/h_0) \leqslant \sum R_{sw}A_{sw}, \tag{360}$$

где F – отрывающее усилие, h_s – расстояние от уровня передачи нагрузки (при

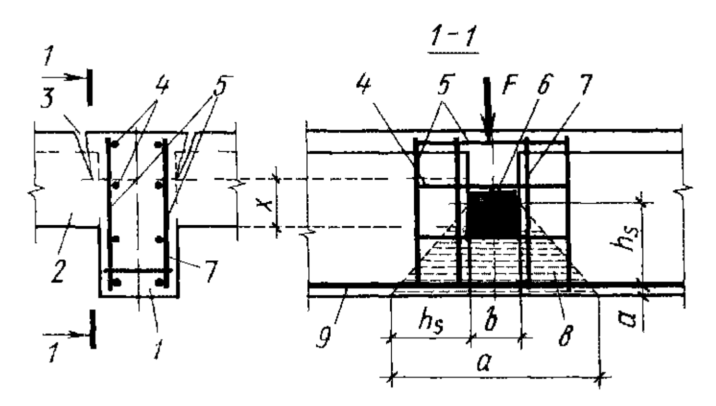


Рис 108 Схема отрыва бетона в балках

1 – главная и *2* – второстепенная балки, *3* – трещина, *4* – конструктивная арматура с шагом не более 400 мм, *5* – дополнительные сетки, *6* – центр тяжести сжатой зоны сечения *7* – рабочая арматура сетки, *8* – зона распределения давления *9* – рабочая арматура главной балки

примыкающих друг к другу элементах – от центра тяжести сжатой зоны элемента, вызывающего отрыв) до центра тяжести сечения продольной арматуры, $\sum R_{sw}A_{sw}$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых дополнительными хомутами, устанавливаемыми на длине зоны отрыва a, равной при нагрузке, распределенной по ширине b,

$$a = 2h_s + b \tag{361}$$

Число сварных сеток или подвесок должно быть не менее 2, вертикальных стержней в каждой сварной сетке должно быть 4 ∅ 6, подвески должны иметь диаметр не менее 10 мм

4. Расчет входящих углов, расположенных в растянутой зоне элементов. Во входящих углах, расположенных в растянутой зоне элементов, равнодействующая растягивающих усилий в арматуре направлена по биссектрисе входящего угла наружу от узла (рис 109, *а*) и стремится выпрямить арматуру, отрывая ее от бетона, чтобы не допустить отрыв арматуры от бетона, в таком узле (рис 109, *б*) на участке длиной

$$s = h\,\mathrm{tg}\frac{3}{8}\beta \tag{362}$$

необходимо устанавливать поперечную арматуру площадью сечения

$$A_{sw} \geqslant \frac{R_s}{R_{sw}}(2A_{s1} + 0{,}7A_{s2})\,\mathrm{ctg}\frac{\beta}{2}, \tag{363}$$

где A_{s1} – площадь сечения продольных растянутых стержней, незаанкеренных в сжатой зоне, A_{s2} – то же, заанкеренных в сжатой зоне.

При сопряжении элементов ригеля ломаного очертания под углом меньше 160° не допускается укладывать внизу растянутые цельные стержни, следующие за очертанием угла Сверху в сжатой зоне, наоборот, рекомендуется укладывать цельные стержни Стыковать сжатые стержни в вершине исходящего угла не допускается

При сопряжении элементов ригеля ломаного очертания под углом 160° и больше как верхние, так и нижние стержни могут быть цельными и следовать за очертанием угла (рис 109, *в*)

5. Короткие консоли. Работа консоли напоминает подкос, удерживаемый растя-

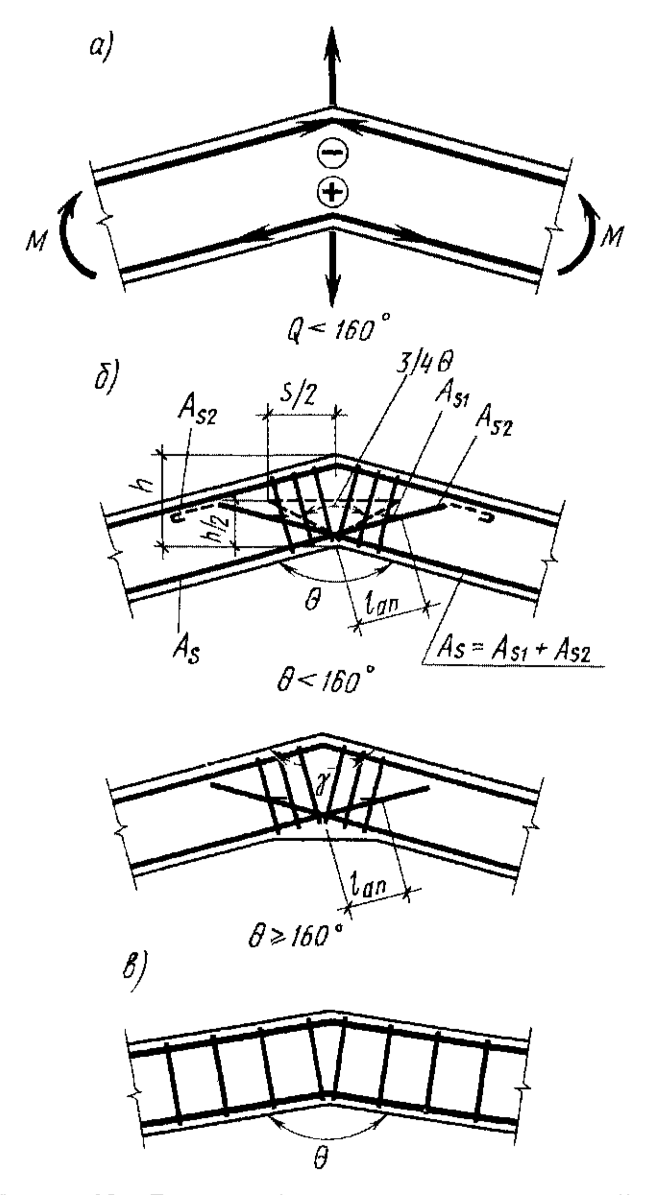


Рис 109 Входящий угол, расположенный в растянутой зоне элемента

нутой арматурой (рис 110, *а*), поэтому прочность консоли обеспечивается прочностью арматуры и наклонной сжатой полосы При хорошо заанкеренной арматуре разрушение коротких консолей происходит в результате образования трещин и раздробления бетона в пределах сжатой наклонной полосы

Наиболее эффективной поперечной арматурой для коротких консолей являются горизонтальные хомуты с равномерным шагом по высоте консоли

Применение отдельных отгибов в коротких консолях нерационально, потому что они практически не повышают несущую способность консолей

Короткие консоли (рис 110) рассчитывают на действие поперечной силы Q и изгибающего момента M

Расчет по прочности наклонных сечений коротких консолей колонн ($l \leqslant 0{,}9h_0$)

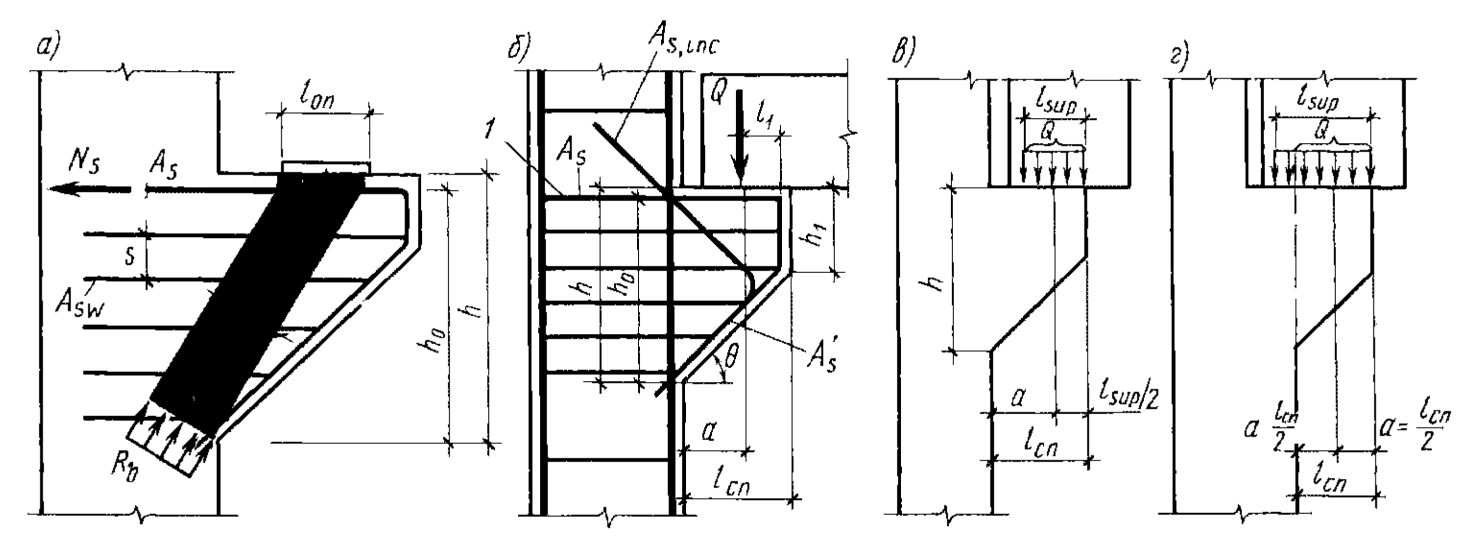


Рис 110 Короткая консоль

а – схема работы, *б* – армирование, *в* – шарнирное опирание балок на консоль при $l_{sup} \leqslant l$ *г* – то же, при $l_{sup} > l$, *1* – арматура, воспринимающая M

на действие поперечной силы Q производят по наклонной сжатой бетонной полосе между грузом и опорой [условие (207)], при этом учитывают повышение прочности наклонного сечения по сравнению с условием (199) за счет работы сжатой бетонной полосы, исходя из условия

$$Q \leqslant 0{,}8\varphi_{w2}R_b b l_b \sin\theta,$$

при этом

$$3{,}5R_{bt}bh_0 \geqslant Q \geqslant 2{,}5R_{bt}bh_0, \qquad (364)$$

$$l_b = l_{sup}\sin\theta, \qquad (365)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1}, \qquad (366)$$

где φ_{w2} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов по высоте консоли, l_b – расчетный размер бетонной полосы, θ – угол наклона расчетной бетонной полосы к горизонтали, l_{sup} – длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли, α, μ_{w1} – коэффициенты, имеют то же значение, что и в формуле (180), $\mu_{w1} = A_{sw}/bs_w$

При расчете необходимо учитывать горизонтальные и наклонные под углом не более 45° хомуты, как для элементов постоянного сечения, принимая рабочую высоту h_0 в опорном сечении

Напряжение смятия в местах передачи нагрузки на консоль принимают на более R_b, а давление от балок, шарнирно опирающихся на консоль, – равномерно распределенным по площадке длиной l_{sup}

$$l_{sup} = Q/(R_b b), \qquad (367)$$

расположенной у свободного конца консоли (b – ширина балки), при этом учитывают только нагрузку, находящуюся в пределах вылета консоли (рис 110, *б*)

Расстояние от грани колонны до силы Q

$$a = l_1 - l_{sup}/2 \qquad (368)$$

Наименьший вылет консоли

$$l_{1\,min} = l_{sup} + s \geqslant 200 \text{ мм}, \qquad (369)$$

где s – зазор между торцом ригеля и гранью колонны, принимают не менее 50 мм из условия надежного замоноличивания узла

Момент, действующий на консоль,

$$M = 1{,}25Q\,[l_1 - Q/(2R_b b)] \qquad (370)$$

Его воспринимает арматура, установленная по верху консоли, площадь ее сечения определяют по формуле (166) из условия изгиба консоли

Армирование коротких консолей приведено на рис (76 и 77)

§ 30. Расчет прочности закладных деталей и стыков

1. Закладные детали. Стыкование и соединение сборных железобетонных элементов в основном выполняют с помощью сварки концов (выпусков) рабочей арматуры или посредством стальных закладных деталей, закрепляемых в бетоне анкерующими стержнями (анкерами) из арматуры периодического профиля или сваркой к рабочей арматуре элементов Закладные

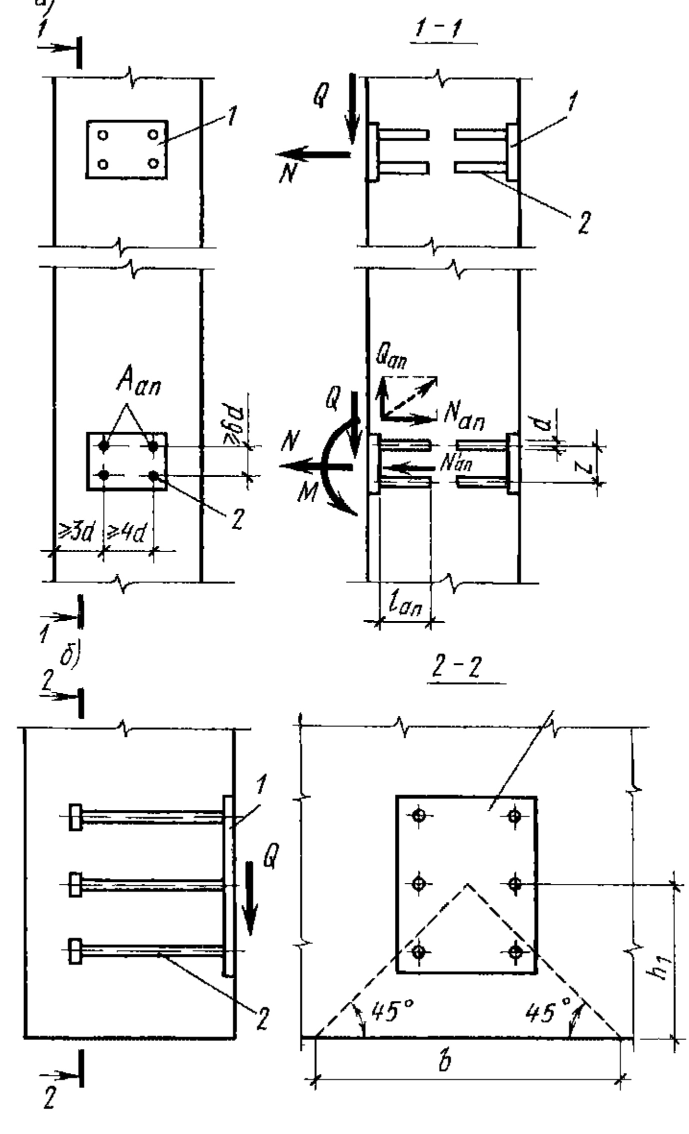


Рис 111 Стальные закладные детали

а — работающие иа *M*, *N* и *Q*, *б* — то же, на *Q*, *1* — стальные пластины *2* — анкерующие стержни

детали с анкерами состоят из отдельных пластин (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями преимущественно из арматуры классов A-II и A-III (рис 111) Длину анкерных стержней закладных деталей при действии на них растягивающих сил принимают не менее длины зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры l_{an} [см формулу (83)] Длину зоны анкеровки l_{an} принимают до $10d$ (где d — диаметр анкера) при условии приварки на концах стержней анкерных пластин или устройства высаженных горячим способом анкерных головок диаметром $2d$ — для стержней из арматуры классов A-I и A-II и диаметром $3d$ — для стержней из арматуры класса A-III

Если анкеры, испытывающие растяжение, располагают нормально к оси элемента и вдоль анкеров могут образоваться трещины от основных усилий, действующих на элемент, то концы анкеров усиливают посредством приварки анкерных пластин или высаженных головок На закладные детали могут действовать усилия M, N и Q (рис 111, *а*). Наиболее напряженным является крайний ряд анкеров, испытывающий растягивающие и сдвигающие усилия, которые дают равнодействующую $\sqrt{N_{an}^2 + Q_{an}^2}$ Площадь сечения анкеров этого ряда принимают с учетом опытных коэффициентов

$$A_{an} = 1{,}1\sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an}/\lambda\delta)^2}/R_s, \qquad (371)$$

$$N_{an} = M/z + N/n_{an}, \qquad (372)$$

$$Q_{an} = (Q - 0{,}3N'_{an})/n_{an}, \qquad (373)$$

$$N'_{an} = M/z - N/n_{an}, \qquad (374)$$

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{1 + w}} \geqslant 0{,}15, \qquad (375)$$

$$\lambda = \frac{4{,}75\sqrt[3]{R_b}}{(1 + 0{,}15A_{an1})\sqrt{R_s}}\beta \leqslant 0{,}7, \qquad (376)$$

где N_{an} — наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров, Q_{an} — сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров (определяют с учетом преодоления сил трения пластины по бетону, появляющихся от действия сжимающего усилия N'_{an}), λ — коэффициент, для анкерных стержней диаметром 8 25 мм тяжелого и мелкозернистого бетона классов B12,5 B50 и легкого бетона классов B12,5 B30, принимаемый по формуле (376) (для тяжелого и мелкозернистого бетона классов выше B50 и для легкого бетона классов выше B30 коэффициент λ принимают соответственно как для классов B50 и B30), δ — коэффициент, принимаемый равным 1, если в анкерах отсутствуют растягивающие усилия, z — расстояние между крайними рядами анкеров (плечо пары сил), n_{an} — число рядов анкеров (при определении сдвигающего усилия Q_{an} учитывают не более четырех рядов), N'_{an} — наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров, если $N_{an} < 0$, т е вся пластина прижата к бетону, то в формуле (373) принимают $N'_{an} = N$, A_{an1} — площадь анкерного стержня наиболее напряженного ряда, которой предварительно задаются, см^2 (площадь сечения анкеров

остальных рядов принимают равной площади сечений анкеров наиболее напряженного ряда), β – коэффициент, принимают равным для бетона тяжелого – 1, мелкозернистого группы А – 0,8, мелкозернистого групп Б и В – 0,7, легкого – $\rho/2300$ (ρ – средняя плотность бетона, кг/м^3), ω – коэффициент, принимаемый $\omega = 0{,}3N_{an}/a_{an}$ при $N'_{an} > 0$ (прижатие), $\omega = 0{,}6N/Q$ при $N'_{an} \leqslant 0$ (нет прижатия)

В формулах (371) и (374) нормальную силу N считают положительной, если она направлена от закладной детали, и отрицательной, если она направлена к ней Если нормальные усилия N'_{an} и N_{an}, а также сдвигающее усилие Q_{an} при вычислении по формулам (371) (374) получают отрицательные значения, то в формулах (371), (373) и (375) их принимают равными нулю. При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент λ уменьшают на 20%, а значение N'_{an} принимают равным нулю

Если на закладную деталь действует одно усилие (M, Q или N), то площадь сечения анкеров одного ряда принимают соответственно равной

$$A_{an} = 1{,}1M/(R_s z),\ A_{an} = 1{,}1N/(n_{an}R_s),$$
$$A_{an} = 1{,}1Q/(\lambda n_{an}R_s) \qquad (377)$$

Если на закладную деталь действует только сжимающее усилие, то анкеры назначают конструктивно, расстояние между стержнями – по рис 111

Толщину пластин закладных деталей t при анкерах, приваренных втавр, принимают из условия равнопрочности пластины на продавливание и анкера на сжатие ($\pi dtR_{sq} = 0{,}25\pi d_{an}^2 R_s$), т е

$$t \geqslant 0{,}25 d_{an}R_s/R_{sq}, \qquad (378)$$

где d_{an} – диаметр анкеров, R_{sq} – расчетное сопротивление стали на срез (для стали класса С38/23 $R_{sq} = 130$ МПа)

Отношение толщины пластины к диаметру анкерного стержня в зависимости от технологии сварки приведено в прилож 9

Если сдвигающая сила Q действует на закладную деталь в направлении к краю элемента (рис 111, *б*), то при отсутствии анкеров, приваренных внахлестку, производят расчет на откалывание бетона из условия

$$Q \leqslant 0{,}5R_{bt}bh_1, \qquad (379)$$

где b – ширина откалывающейся части элемента, принимаемая $b \leqslant 2h_1$, h_1 – расстояние от центра тяжести анкеров до края элемента в направлении сдвигающей силы

Если условие (379) не выполняют, то к закладной детали приваривают внахлестку анкеры или дополнительные хомуты, воспринимающие сдвигающую силу Q

При наличии на концах анкеров закладной детали в виде анкерных пластинок или высаженных головок бетон под этими усилиями проверяют на смятие

$$N \leqslant \alpha\varphi_b R_b A_{loc\ 1}, \qquad (380)$$

где α, φ_b – коэффициенты [см формулу (348)], $A_{loc\ 1}$ – площадь анкерной пластины или сечения высаженной головки за вычетом площади сечения анкера

Силу смятия N принимают равной

для анкеров, приваренных втавр, длиной $l_{an} \geqslant 15d$, если вдоль анкера возможно образование трещин от растяжения бетона,

$$N = \frac{N_{an}}{n_{an1}} \cdot \frac{15d - l}{l_{an}} \ \frac{Q_{an}}{n_{an}}, \qquad (381)$$

для анкеров, приваренных втавр, длиной $l_{an} \geqslant 15d$, если образование таких трещин невозможно,

$$N = \frac{N_{an}}{n_{an1}} \ \frac{l_{an} - l}{l_{an}} \ \frac{15d - l}{l_{an}} \ \frac{Q_{an}}{n_{an}}, \qquad (382)$$

для анкеров, приваренных внахлестку,

$$N = Q/n_{an2}, \qquad (383)$$

где n_{an1} – число анкеров наиболее напряженного ряда, l_{an} – длина зоны анкеровки, n_{an2} – число анкеров, приваренных внахлестку.

Размеры накладок и сварных швов определяют расчетом, как в металлических конструкциях

В закладной детали с анкерами, приваренными внахлестку под углом 15 30°, наклонные анкеры рассчитывают на действие сдвигающей силы (при $Q > N$, где N – отрывающая сила) по формуле

$$A_{an,inc} = (Q - 0{,}3N'_{an})/R_s, \qquad (384)$$

где $A_{an\,inc}$ – суммарная площадь поперечного сечения наклонных анкеров, N'_{an} – наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров [см формулу (374)]

При этом нормальные анкеры рассчитывают по формуле (371) при $\lambda = 1$ и при значениях Q_{an}, равных 0,1 от сдвигающего усилия, определяемого по формуле (373)

2. Бетонные шпонки. Под бетонными шпонками понимают выступы, которые после заполнения шва способны воспринимать сдвигающие усилия (рис 112) При этом класс бетона замоноличивания шва принимают не ниже класса бетона соединяемых элементов, а ширину шва – не менее 20 мм – для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм – для элементов большей высоты При этом должна быть обеспечена возможность размещения стыкуемой арматуры и закладных деталей и их высококачественной сварки

Труднодоступные или трудноконтролируемые места стыка заполняют раствором или бетоном под давлением, а также применяют расширяющийся цемент

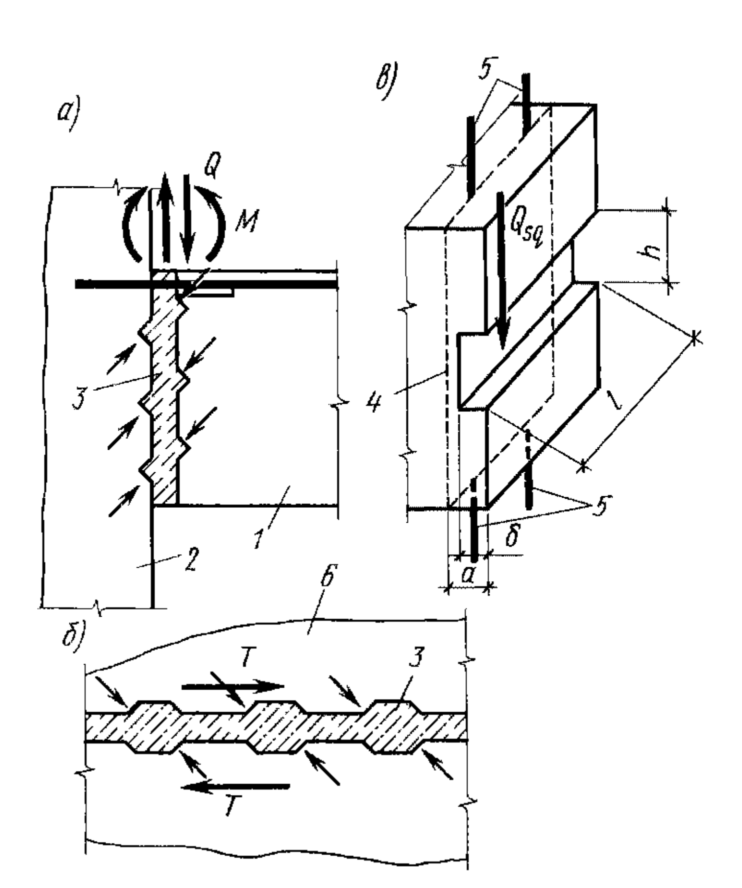


Рис 112 Бетонные шпонки

а – стык ригеля с колонной, *б* – стык плит перекрытий· *в* – геометрические размеры шпонки *1* – ригель, *2* – колонна *3* – бетон замоноличивания стыка· *4* – плоскость арматуры; *5* – рабочая арматура; *6* – плиты перекрытий

Пазы располагают так, чтобы бетон шпонок работал на сжатие по косому сечению Глубина пазов

$$\delta_k \geqslant Q/(R_b l_k n_k), \tag{385}$$

но не более толщины защитного слоя бетона *а* (рис 112, *в*)

Высота шпонки

$$h_k \geqslant Q/(2R_{bt} l_k n_k), \tag{386}$$

где Q – сдвигающая сила, передающаяся через шпонки, n_k – число шпонок, вводимое в расчет, допускается $n_k \leqslant 3$, l_k – длина шпонки

При наличии сжимающей силы N высота шпонки

$$h_k = (Q - 0{,}7N)/(2R_{bt} l_k n_k), \tag{387}$$

но не менее $0{,}5h_k$, определяемой условием (386)

Длину шпонки настилов, вводимую в расчет, принимают не более половины пролета элемента, при этом величину Q принимают равной сумме сдвигающих усилий по всей длине элемента При очистке бетонных поверхностей сжатым воздухом с последующим увлажнением или струей воды под давлением сцепление бетона замоноличивания со старым бетоном оказывается достаточно прочным и шпонки работают как монолитное тело

3. Гибкие стыки. Стыки элементов сборных конструкций классифицируют по следующим признакам 1) *по характеру работы* – гибкие (деформационные) и жесткие, 2) *по материалу* – железобетонные, металлические и полимерные, 3) *по характеру передаваемых усилий* – растянутые, сжатые, изгибаемые и испытывающие сложное напряженное состояние, 4) *по виду стыкуемых элементов* – стыки плит, стыки ригелей, стыки колонн и др , 5) *по способу передачи усилий, по конструктивному решению* и другим признакам

Любые стыки должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, надежную связь бетона замоноличивания стыка с бетоном стыкуемых элементов Стыкование преднапряженных элементов, а также конструкций, к которым предъявляют требования водонепроницаемости, осуществляют на напрягающем цементе

● Растянутые стыки выполняют· а) сваркой стальных закладных деталей, б)

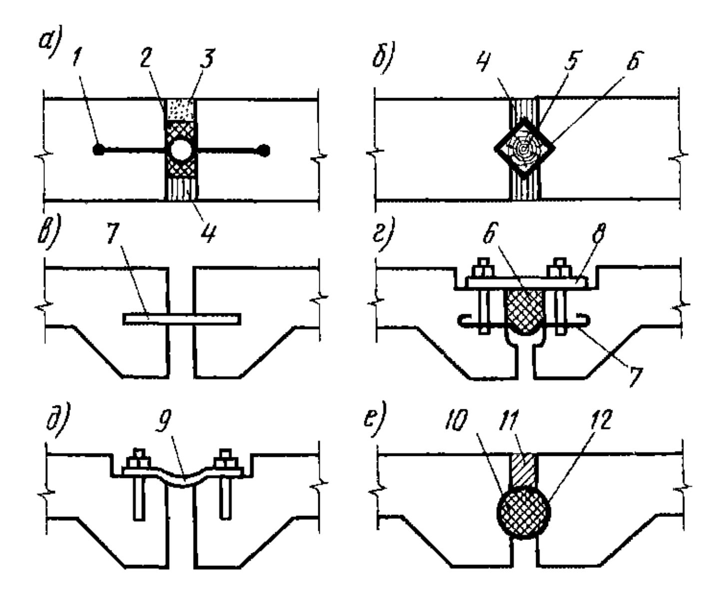


Рис 113. Гибкие стыки

1 – трехкулачковая резиновая шпонка, *2* – просмоленная прядь из пеньки или асбеста, *3* – цементный раствор, *4* – битумные маты, *5* – деревянный брусок; *6* – битумное заполнение, *7* – металлический лист, *8* – металлическая пластина, *9* – резиновое уплотнение, *10* – пороизол, *11* – полимерная мастика; *12* – клей

сваркой выпусков арматуры, в) пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматуры или болтов с последующим натяжением их и заполнением швов и каналов мелкозернистым бетоном или цементным раствором, г) склеиванием элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединительных деталей из стержневой арматуры При проектировании стыков элементов предусматривают соединения закладных деталей, исключающие разгибание их частей и выколы бетона

Под гибкими понимают стыки элементов сборных и монолитных конструкций в местах деформационных швов Они должны обеспечивать беспрепятственное перемещение соединяемых частей конструкций под воздействием температуры, усадки и набухания бетона, осадки опор Гибкие стыки выполняют в виде металлического или резинового компенсатора, заделанного своими концами в стыкуемые части конструкции (рис 113, *а*) или в виде компенсатора из резины, деревянных брусков, просмоленной пеньковой пряди, битумных матов (рис 113, *б*), металлической (из нержавеющей стали или медной) пластины (рис 113, *в*), один конец которой заделывают в бетон, а второй перед бетонированием смазывают парафином, машинным смазочным материалом, чтобы обеспечить подвижность этой части конструкции после бетонирования В битумном шве (рис 113, *г*) металлические пластины предохраняют битум от вытекания из шва, если он расположен вертикально или под углом В стыке с резиновым уплотнителем (рис 113, *д*) резиновая полоса приклеивается к поверхности элементов и через шайбы зажимается анкерными гайками Стык посредством разнообразных полимерных герметиков (полиэтиленовые пленки, пороизол, мастики и клеи) приведен на рис 113, *е*

4. Жесткие стыки. Под жесткими понимают стыки (рис 114), способные воспринимать действующие на сборные или монолитные элементы усилия (M, N и Q) Наиболее ответственным жестким стыком в монолитных конструкциях является сопряжение взаимно перпендикулярных элементов (рамный узел) Армирование такого стыка является характерным для самых разнообразных взаимно перпендикулярных элементов вертикальных стен, стены и перекрытия, ригеля с колонной, балки покрытия с колонной и др , оно соответствует характеру действующих усилий и обеспечивает удобство производства работ Наибольшие растягивающие усилия действуют в стыке на некотором удалении от края (рис 114, *а*)

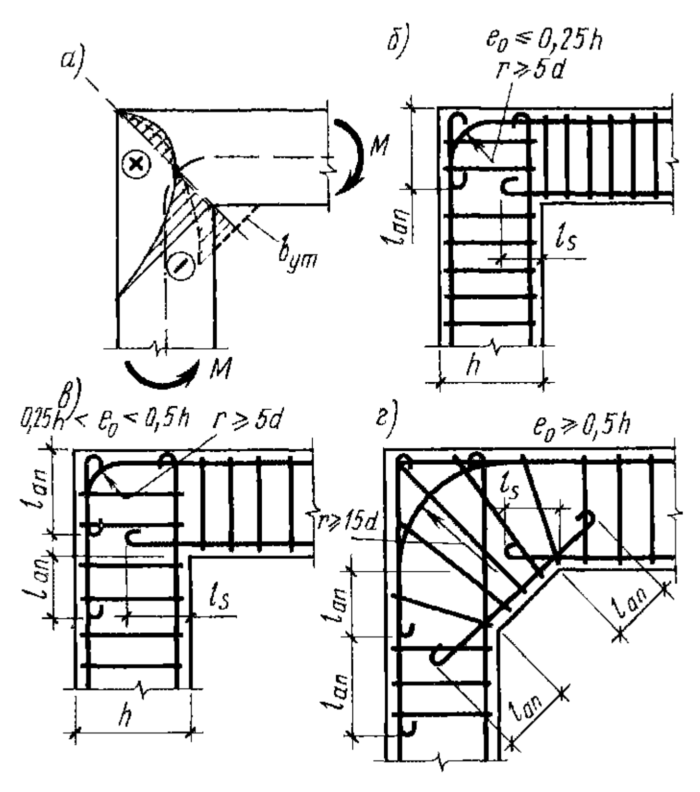


Рис 114 Жесткий стык взаимно перпендикулярных элементов (рамный узел)

Во входящем углу возникают значительные местные сжимающие напряжения Для их уменьшения входящие углы целесообразно выполнять со скосами (вутами, пунктирная линия на рис 114, *а*)

В зависимости от эксцентриситета продольной силы $e_{0N}M/N$ узел армируют по рис 114, *б* или *в* и *г* Продольные стержни стойки доводят до верха ригеля Нижнюю арматуру ригеля заводят в стойку на величину $l_s \geqslant 10d$, а верхние растянутые стержни – на величину l_{an} В зависимости от количества растянутых стержней ригеля, их обрывают в одном или двух сечениях стойки в первом сечении не более четырех стержней, а во втором – не менее двух стержней Хомуты стойки доводят до верха ригеля, а хомуты ригеля – до внутренней грани стойки Если устраивают вут, хомуты размещают по рис 114, *г* Другим типом жесткого стыка является сопряжение элементов под острым углом (см рис 109) Жесткие стыки сборных конструкций выполняют посредством сварки выпусков арматуры или стальных закладных деталей, стяжкой через пазы и каналы предварительно напряженной арматурой с последующим заполнением пазов и каналов мелкозернистым бетоном, склеиванием элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединительных деталей из стержневой арматуры Жесткость стыков, воспринимающих изгибающие моменты, принимают не менее жесткости стыкуемых элементов в сечениях, рядом со стыком Жесткие стыки сборных конструкций всегда замоноличивают посредством заполнения швов между ними бетоном

5. Стыки сборных плит. Жесткие стыки плитных элементов применяют в стенах, междуэтажных перекрытиях, в покрытиях, в полах и многих специальных конструкциях оболочки, резервуары, переезды Их в основном выполняют перепуском рабочей арматуры внахлестку (рис 115, *а*, *б*), сваркой выпусков стержней (рис 115, *в*) или закладных деталей (рис 115, *г*) Ширину швов между сборными элементами назначают из условия обеспечения качественного и удобного их заполнения мелкозернистым бетоном и принимают не менее 20 мм – для элементов высотой до 250 мм и не менее 30 мм – для элементов большей высоты Раствор (бетон) для замоноличивания стыков целесообразно готовить на расширяющемся цементе В этом случае допустимо уменьшать размер зазора между стыкуемыми элементами до 10 мм

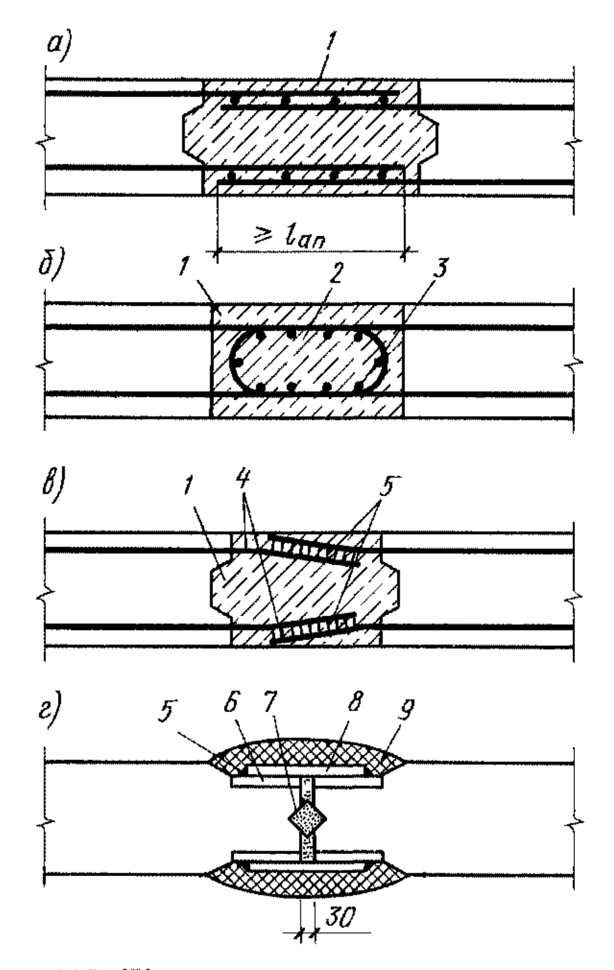


Рис 115 Жесткий стык плит

1 – бетон замоноличивания, *2* – петлевой выпуск, *3* – поперечная арматура, *4* – выпуски арматуры, *5* – сварка, *6* – стальная пластина, приваренная к арматуре; *7* – цементный раствор, *8* – пластина накладка, *9* – изолирующее покрытие

Концы сборных плит перекрытий (покрытий) рекомендуется жестко заделывать на опорах Это снижает пролетные моменты и прогибы плит и позволяет снижать расход бетона и стали на изготовление перекрытий Это, в свою очередь, снижает стоимость строительства, так как на перекрытия и покрытия расходуется примерно 60% бетона и стали от их общего объема в строительстве Примерный жесткий стык панелей на опорах показан на рис 116 Площадь стыковых стержней определяют по формуле (389) как для стыковых стержней ригелей

Сборные перекрытия с жесткими стыками плит имеют все положительные качества монолитных перекрытий

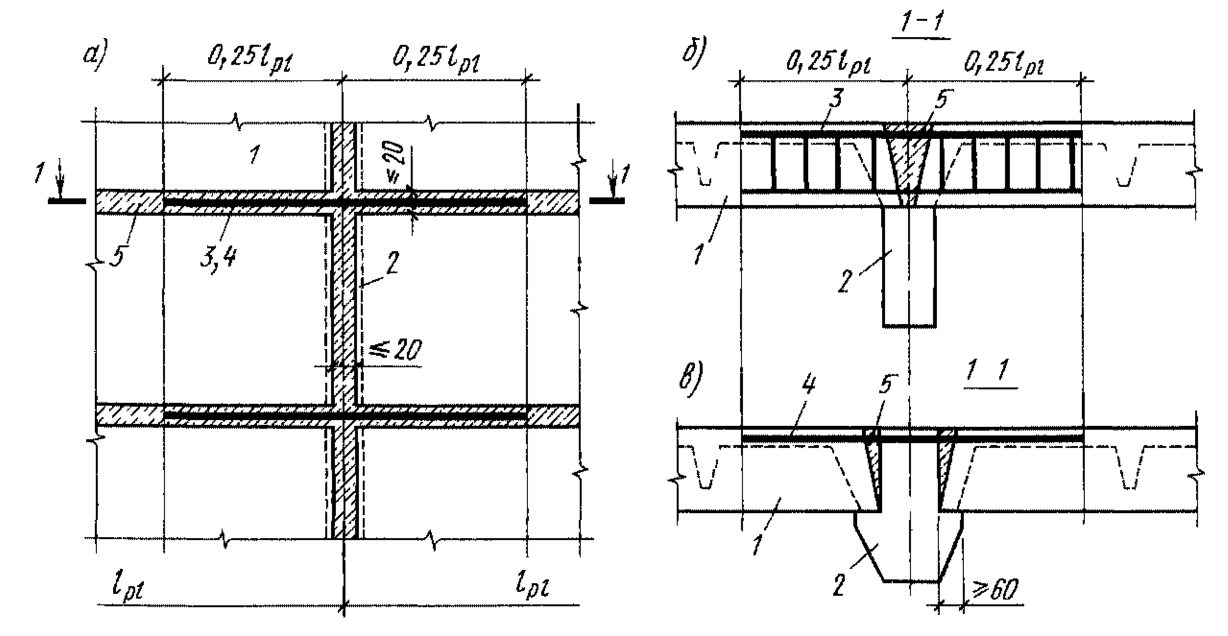


Рис 116 Жесткий стык плит перекрытия

а – план, *б* – стыкование плит в разных уровнях с ригелями *в* – стыкование плит в одном уровне с ригелями; *1* – плита; *2* – ригель, *3* – стыковой каркас, *4* – стыковые стержни, *5* – бетон замоноличивания

Стыкование плит в разных уровнях с ригелями (рис 116, *б*) целесообразнее стыкования заподлицо (рис 116, *в*), так как позволяет проще устраивать сквозные каналы в перекрытии

6. Стыки сборных ригелей. Целесообразно стыкование сборных неразрезных ригелей производить в нулевых точках их огибающей эпюры *M*, так как в этом случае на стыки будут действовать только поперечные силы и устройство стыков оказывается более простым Однако стыки ригелей в нулевых точках сильно усложняют конструкцию колонн, потому что на них приходится устраивать длинные консоли Поэтому стыки ригелей размещают непосредственно у боковой грани колонны (рис. 117) Различают три типа стыков ригелей с колоннами шарнирные, упругопластические и жесткие Шарнирные стыки предназначают для передачи только поперечных сил (опорных реакций), упругопластические – поперечных сил и части опорных моментов (частичное защемление), а жесткие – поперечных сил и опорных моментов (полное защемление) Опорный момент *M* вызывает растяжение в верхней части ригеля и сжатие – в нижней (рис 117, *а*) Его можно заменить парой сил $N = M/z_b$ (рис 117, *б*), где z_b – плечо внутренней пары сил

В практике строительства широко применяют *шарнирное стыкование ригелей*, так как оно оказывается более простым при изготовлении и монтаже по сравнению с упругопластическим или жестким стыкованием Однако при шарнирном стыковании ригелей вследствие нерационального распределения изгибающих моментов по их длине расход бетона и арматуры в целом на здание получается

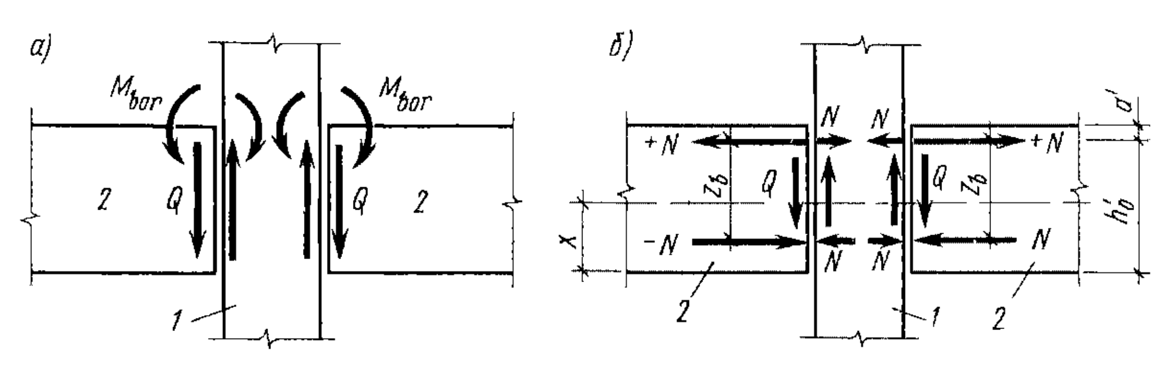


Рис 117 Схемы усилий в стыке ригелей

а – условная, *б* – расчетная, *1* – колонны; *2* – ригели

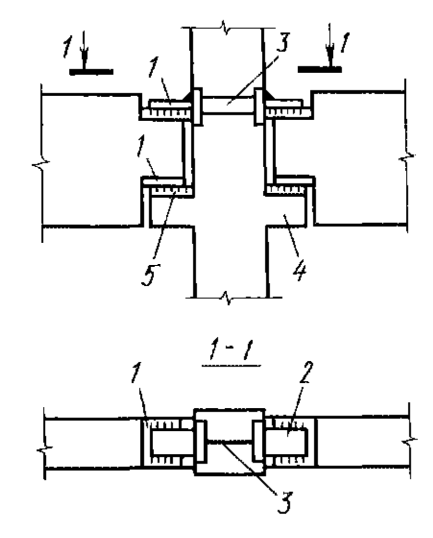


Рис 118 Шарнирный стык ригелей на прямоугольных консолях с жесткой арматурой·

1, 5 — закладные детали ригеля и колонны, *2* — стыковая полоска; *3* — закладная деталь ко лонны *4* — консоль

максимальным На рис 118 приведена конструкция шарнирного стыка, применяющаяся в многоэтажном жилищном строительстве Ригель опирают на консоль из штампованного или сварного обрезка корытного профиля и поверху соединяют с колонной посредством монтажной полосы, привариваемой к закладным деталям ригеля и колонны Толщину полосы принимают не менее 10 мм Если площадь сечения монтажной полосы будет соответствовать расчетной из условия частичного или полного восприятия опорного изгибающего момента, то такой стык превращается в упругопластический или жесткий Шарнирные стыки на стальных консолях (с подрезкой торца ригеля) являются металлоемкими и трудоемкими, так как кроме металлической консоли требуют усиления входящего угла ригеля дополнительными каркасами и закладными деталями, жесткость такого стыка ниже жесткости ригеля

В промышленных зданиях с большими нагрузками на перекрытия шарнирный стык ригелей выполняют с помощью железобетонных консолей на колоннах (рис 119) До установки ригеля в проектное положение к нему через отверстие у опоры болтами прикрепляют инвентарные монтажные уголки Через отверстия в этих уголках ригель притягивают к консоли колонны анкерными болтами, заложенными в консоль при бетонировании колонны. После установки и выверки каркаса стальную пластину, вбетонированную в нижнюю часть ригеля, приваривают к пластине, вбетонированной в консоль Поверху ригеля соединяют монтажными полосками или стержнями, привариваемыми к закладным деталям ригелей и колонны

Как и предыдущий, этот стык легко может быть превращен в жесткий, если увеличить площадь сечения монтажного стержня или полоски до расчетной

Упругопластический стык широко применяют в гражданском и промышленном строительстве Он особенно целесообразен при стыковании предварительно напряженных ригелей, так как позволяет упрощать их армирование вследствие искусственного регулирования опорного момента за счет соответствующего увеличения пролетного момента, т е за счет перераспределения моментов по длине ригелей Упругопластические стыки проектируют так, чтобы они воспринимали не менее 50% опорного изгибающего момента. Их применяют на железобетонных консолях колонн Они отличаются от шарнирных стыков тем, что монтажные стержни или полосы в упругопластических стыках проектируют рабочими,

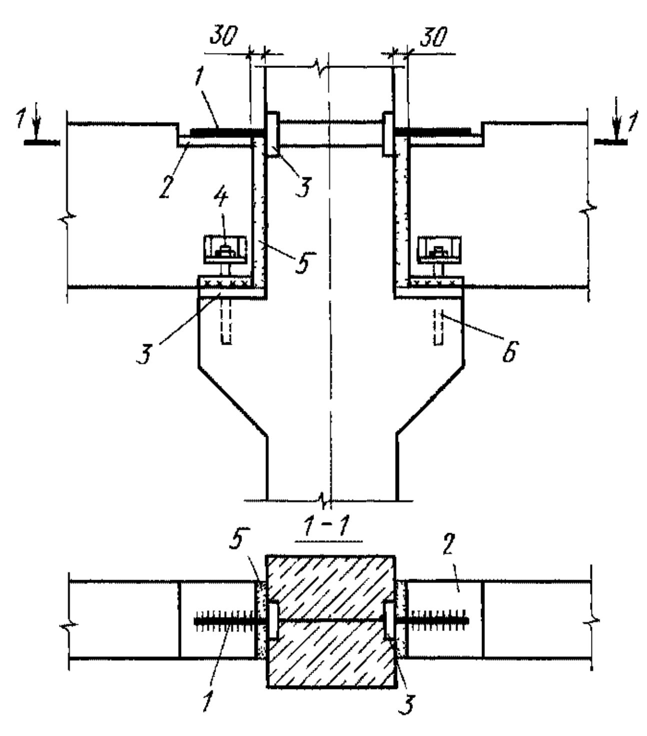


Рис 119 Шарнирный стык ригелей на консолях с вутами

1 — стыковая полоска; *2* — закладные пластины по верху ригеля *3* — закладные пластины колонны; *4* — инвентарные монтажные уголки; *5* — шов замоноличивания· *6* — анкерные болты

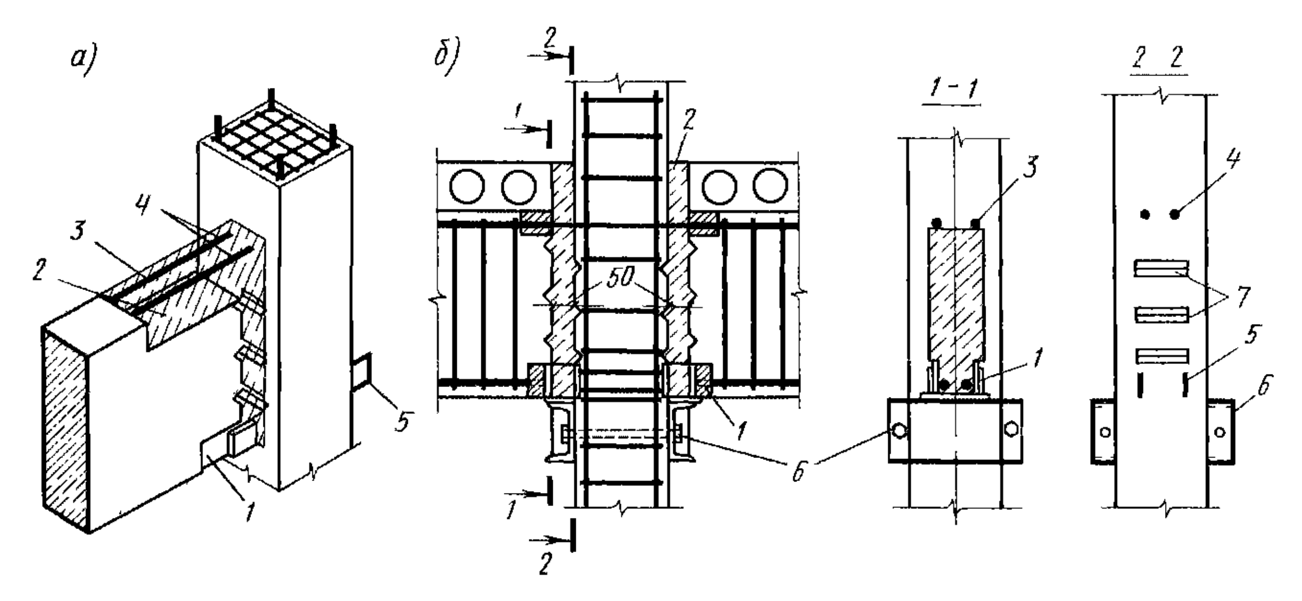


Рис 120 Жесткий бесконсольный стык ригелей

а – общий вид, *б* – вид сбоку, *1* – выпуски нижней арматуры, свариваемые с закладными деталями колонны, *2* – бетон замоноличивания, *3* – выпуски верхней рабочей арматуры ригеля; *4* – выпуски из колонны стыковых стержней; *5* – нижняя закладная деталь колонны, *6* – съемный монтажный столик из швеллеров *7* – шпоночные пазы

площадь сечения определяют расчетом на изгиб [формула (389)] от действия принятой части (50%) опорного расчетного изгибающего момента

В жилищно-гражданском строительстве применяют бесконсольный *жесткий стык* ригелей (с использованием монтажного столика из швеллеров, рис 120, *а*) Он прост в изготовлении и не металлоемок Такой стык полностью воспринимает поперечные силы бетонными шпонками, образующимися при замоноличивании стыка Основной недостаток таких стыков заключается в необходимости тщательного их замоноличивания Монтажный столик из швеллеров снимают сразу после замоноличивания стыка, если поперечную силу от монтажных нагрузок полностью воспринимают стальные закладные детали

Жесткие стыки ригелей в промышленном строительстве (при больших нагрузках) выполняют на железобетонных консолях колонн (см рис 119) Они отличаются от упругопластических стыков только тем, что площадь сечения стыковых стержней или полос принимают из условия восприятия полного расчетного опорного изгибающего момента, выпуски из колонны стыковых стержней сваривают с рабочей арматурой стыкуемых элементов

На рис 121 приведен жесткий стык ригелей, совмещенный со стыком колонн, что упрощает и удешевляет монтаж, так как снижает количество монтажных узлов В таких стыках стальную накладку, стыкующую рабочую арматуру ригелей в местах их опирания, пропускают через паз, предусмотренный в оголовниках колонн Основной недостаток такого стыка – высокая металлоемкость

При расположении ригелей в двух направлениях стыки ригелей одного направления решают с помощью бетонных консолей, а стыки другого направления ригелей – с помощью металлических консолей Стык ригелей таврового сечения (рис 121, *б*) отличается от стыка ригелей прямоугольного сечения тем, что стыковые (рабочие) стержни арматуры обхватывают колонну с двух сторон

Растягивающее усилие $N = M_{bor}/z_b$ (см рис 117) во всех жестких стыках (частично в упругопластических и шарнирных) воспринимается стыковыми полосками (стержнями), привариваемыми на монтаже к стальным закладным деталям ригелей и колонны Плечо внутренней пары сил в стыке $z_b = h'_0 - x/2$, если сжимающую силу $(-N)$ передают на сжатую зону сечения стыка и $z_s = h'_0 - a'$, если силу $(-N)$ передают на сварные швы закладных деталей, что менее экономично

В первом случае площадь сечения стыковых полос принимают из условия равнопрочности с опорной арматурой

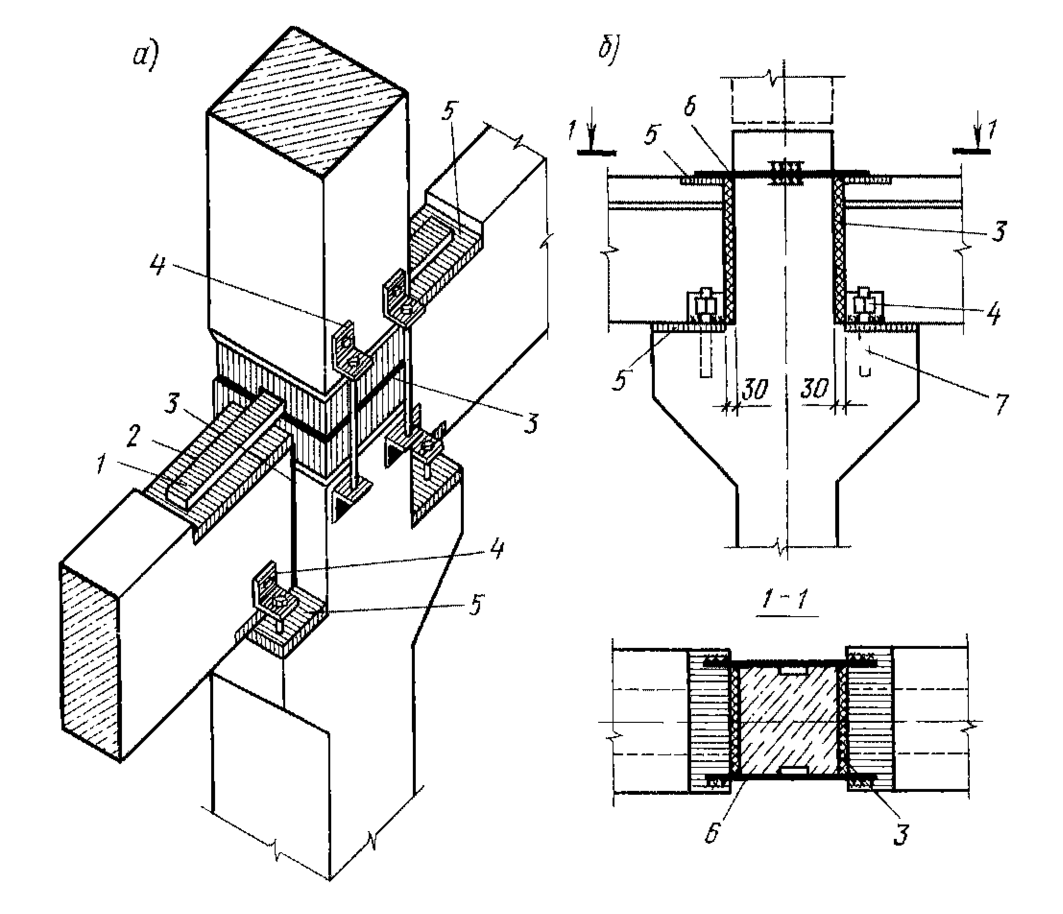


Рис 121 Стыки ригелей

а – совмещенный стык ригелей и колонн; *б* – стык ригелей таврового сечения; *1* – стальная накладка; *2* – сварка; *3* – шов замоноличивания, *4* – монтажные уголки *5* – закладные детали, *6* – стыковые стержни охватывающие колонну, *7* – анкерные болты

ригелей

$$A_s = A_{ss}R_{ss}/R_s, \quad (388)$$

где A_{ss} и R_{ss} – площадь сечения и расчетное сопротивление арматуры ригеля на опоре

Во втором случае площадь стыковых полос

$$A_s = M_{bor}/(R_s z_s) \quad (389)$$

Стыковые полосы к закладным деталям крепят сваркой (см рис 118 121), толщину полос принимают не менее 4 мм

Усилие, воспринимаемое одним фланговым швом,

$$N_w = 0{,}85 h_w l_w R_{wz}, \quad (390)$$

отсюда суммарная длина сварных швов

$$\sum l_w = 1{,}3N/(0{,}85 h_w R_{wz}) \quad (391)$$

Коэффициентом 1,3 учитывают возможность возрастания моментов вследствие их перераспределения на опоре за счет неупругих деформаций арматуры

Толщину шва h_w принимают не менее $0{,}25d$ и не менее 4 мм, а длину одного шва l_w – не менее $4d$

Длина сварных швов прикрепления нижних закладных деталей ригеля к стальной пластине консоли без замоноличивания стыка (см рис 119)

$$\sum l_w = 1{,}3\,(N - F)/(0{,}85 h_w R_{wz}), \quad (392)$$

где $F = Qf$ – сила трения, Q – опорная поперечная сила, $f \approx 0{,}15$ – коэффициент трения стали по стали, R_{wz} – расчетное сопротивление сварного шва

7. Стыки сборных колонн. При проектировании колонн из сборного железобетона стремятся к назначению минимального количества стыков, так как их выполнение сопряжено с большими трудностями, чем при стыковке стальных или деревянных колонн Стыки располагают в наименее напряженных сечениях, поскольку сечения со стыком являются менее жесткими по сравнению с основным сечением колонны Для удобства монтажа конструкций в целом членение колонн назначают таким образом, чтобы до замоноличивания стыков колонн не нарушалась геометрическая неизменяемость конструкций или их отдельных элементов

При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытие (до 5 кН/м^2) стык колонн обычно назначают на высоте 0,5 0,7 м от уровня перекрытия, что создает удобные условия для выполнения работ При большей временной нагрузке применяют жесткий узел соединения ригелей и колонн на уровне верха или в толще перекрытия

Жесткие стыки сборных колонн способны воспринимать изгибающие моменты, нормальные и перерезывающие силы, но являются наиболее трудоемкими и дорогостоящими по сравнению с шарнирными стыками, воспринимающими в основном нормальные силы Жесткое стыкование колонн целесообразно в том случае, когда без него невозможно обеспечить необходимую геометрическую неизменяемость и требуемую жесткость системы в целом и получить заданные эксплуатационные качества здания при наименьшей стоимости его в деле

В настоящее время наибольшее распространение получили жесткие стыки колонн, выполняемые посредством ванной сварки выпусков рабочей арматуры, расположенных в специальных подрезках (рис 122), с последующим замоноличиванием подрезок Они оказались неметал-

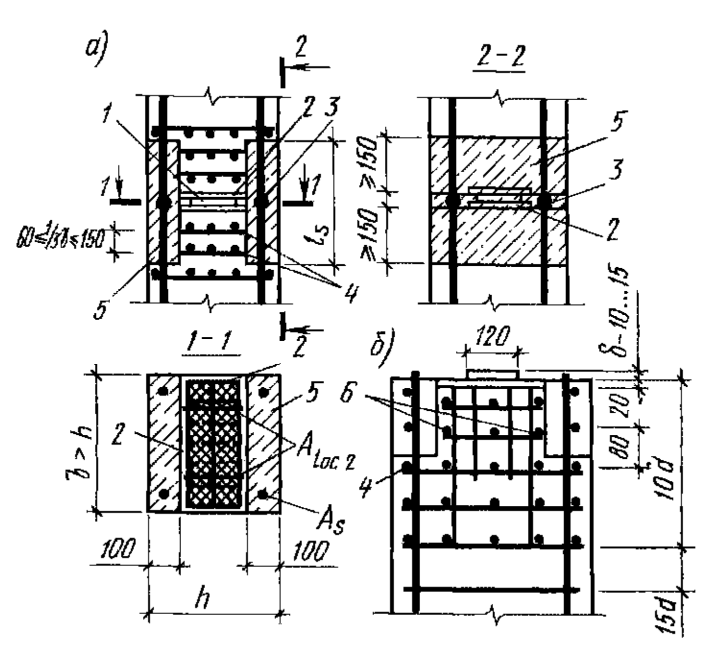


Рис 122 Жесткий стык колонн (тип 1)

а – схема стыка *б* – деталь оголовника *1* – центрирующая прокладка δ = 5 10 мм; *2* – распределительный лист δ = 15...20 мм, *3* – ванная сварка арматурных выпусков; *4* – сетки косвенного армирования торца колонны; *5* – бетон замоноличивания, *6* – монтажные стержни диаметром 16 мм из стали класса Вр I для закрепления сеток

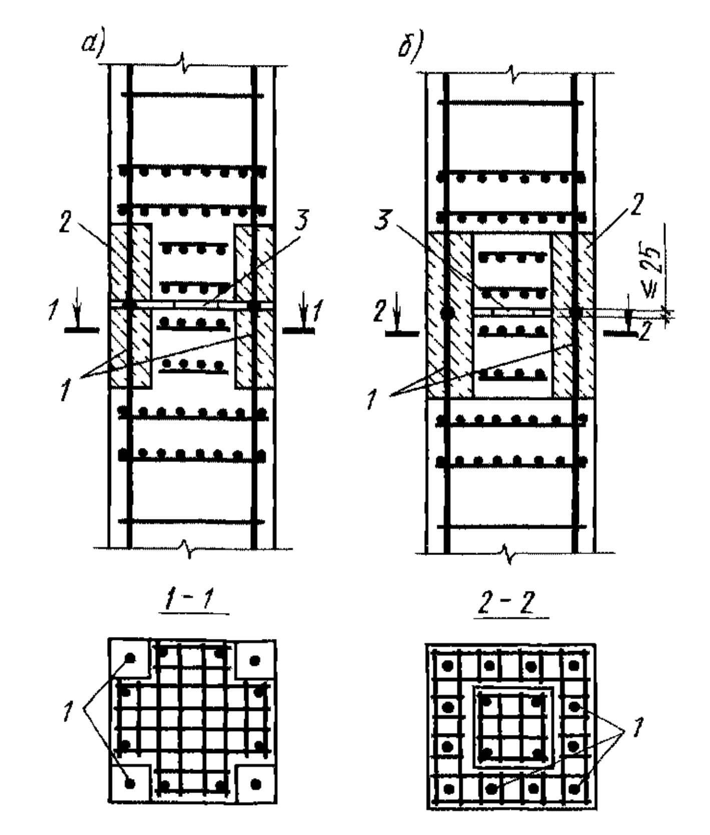


Рис 123 Жесткий стык колонн (тип 2)

а – при четырех угловых выпусках, *б* – при выпусках, расположенных по периметру сечения; *1* – арматурные выпуски; *2* – бетон замоноличивания в подрезках *3* – центрирующая прокладка

лоемкими, нетрудоемкими и более экономичными по сравнению с другими типами жестких стыков колонн Нормы допускают класс бетона замоноличивания в таких стыках принимать на ступень ниже класса бетона колонны, если расчет показывает, что это не влияет на ее несущую способность, но не менее класса бетона B20

Вместо стальных распределительных листов и центрирующих прокладок применяют центрирующий бетонный выступ (рис 123) Размеры выступа принимают не более $^1/_4$ соответствующего размера сечения колонны, а толщину – не более 25 мм Формы и размеры подрезок определяют числом стыкующих стержней Суммарную высоту подрезок принимают не менее 30 см и не менее $8d$ (d – диаметр выпусков) Коэффициент косвенного армирования стыка колонн μ [см формулу (351)] принимают не менее 0,0125 В зоне подрезок устанавливают 1 2 замкнутых хомута, огибающих арматурные выпуски

● Расчет стыка производят в зависимости от стадии его работы 1) до замоноличивания стыка – на монтажные нагрузки, стык условно принимают шарнирным,

2) после замоноличивания стыка – на расчетные нагрузки, стык принимают жестким

Незамоноличенные стыки рассчитывают по формуле (351) на местное сжатие бетона оголовника колонны центрирующей прокладкой при этом в правую часть формулы (351) добавляют усилие, воспринимаемое арматурными выпусками

$$N_{out} = 0{,}5\varphi R_{sc}A_s, \qquad (393)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры, определяют по нормам на проектирование стальных конструкций при расчетной длине l_0, равной длине выпусков, A_s – площадь сечения всех выпусков

Значение $R_{b,red}$ умножают на коэффициент $\psi_{loc} = 0{,}75$, учитывающий неравномерность распределения нагрузки под центрирующей прокладкой, а за расчетную площадь A_{loc2} принимают площадь ядра сечения торца колонны A_{ef} с размерами, не превышающими соответствующих утроенных размеров площади смятия A_{loc1}

За площадь A_{loc1} принимают площадь центрирующей прокладки или, если она приваривается при монтаже к распределительному листу (см рис 122), площадь листа, при этом его учитываемые в расчете размеры не должны превышать соответствующих размеров площади A_{ef}, а толщина листа должна быть не менее $^1/_3$ максимального расстояния от края листа до центрирующей прокладки

Расчет замоноличенных стыков колонн производят как внецентренно сжатых элементов с учетом следующих указаний 1) при армировании сетками оголовника колонны и бетона замоноличивания за расчетное принимают сечение стыка bh (рис 124), в пределах которого расположены сетки; 2) при армировании сетками только бетона колонны за расчетное принимают сечение, в пределах которого расположена сетка (см рис 122, *а*), либо все сечение колонны, но без учета косвенного армирования (см рис 122, *б*), прочность стыка считают обеспеченной при выполнении условия прочности по одному из этих расчетов, 3) за расчетную принимают приведенную призменную прочность бетона, определяемую по формуле (352), 4) расчетные сопротивления бетона

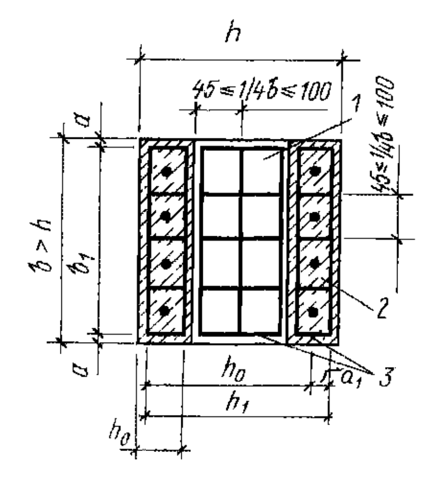


Рис 124 Расчетное сечение стыка

1 – бетон колонны, *2* – бетон замоноличивания, *3* – сетки косвенного армирования, *4* – распределительный лист, *5* – центрирующая прокладка, *6* – выпуски арматуры

колонн и бетона замоноличивания (R_b или $R_{b\,red}$) умножают на коэффициенты условий работы, соответственно равные $\gamma_{bc} = 0{,}9$ и $\gamma_{b,bs} = 0{,}8$, 5) при расчете с учетом замоноличивания значение ω определяют по формуле (136) в зависимости от класса бетона, если он располагается по всей ширине наиболее сжатой грани, и по наибольшему классу бетона, если по сжатой грани располагается частично бетон замоноличивания и частично бетон колонны, в формуле (136) учитывают минимальное значение μ

Тяжело нагруженные колонны квадратного сечения стыкуют шарнирно по сферической поверхности с обрывом рабочей арматуры в *сухом стыке* (рис 125) Такие стыки являются простыми в изготовлении и обеспечивают быструю рихтовку колонн в процессе монтажа, а при эксплуатации – равномерную и центральную передачу давления от вышестоящей колонны на нижестоящую В шарнирных стыках с обрывом рабочей арматуры смятие бетона под сферическими поверхностями и перекос колонн в шарнире не вызывают перенапряжений в зоне стыка и его повреждений

Радиус кривизны R_1 выпуклой поверхности принимают равным (1,2 1,5) h, где h – размер большей стороны поперечного сечения колонны, радиус кривизны R_2 вогнутой поверхности принимают на 5 8% больше R_1

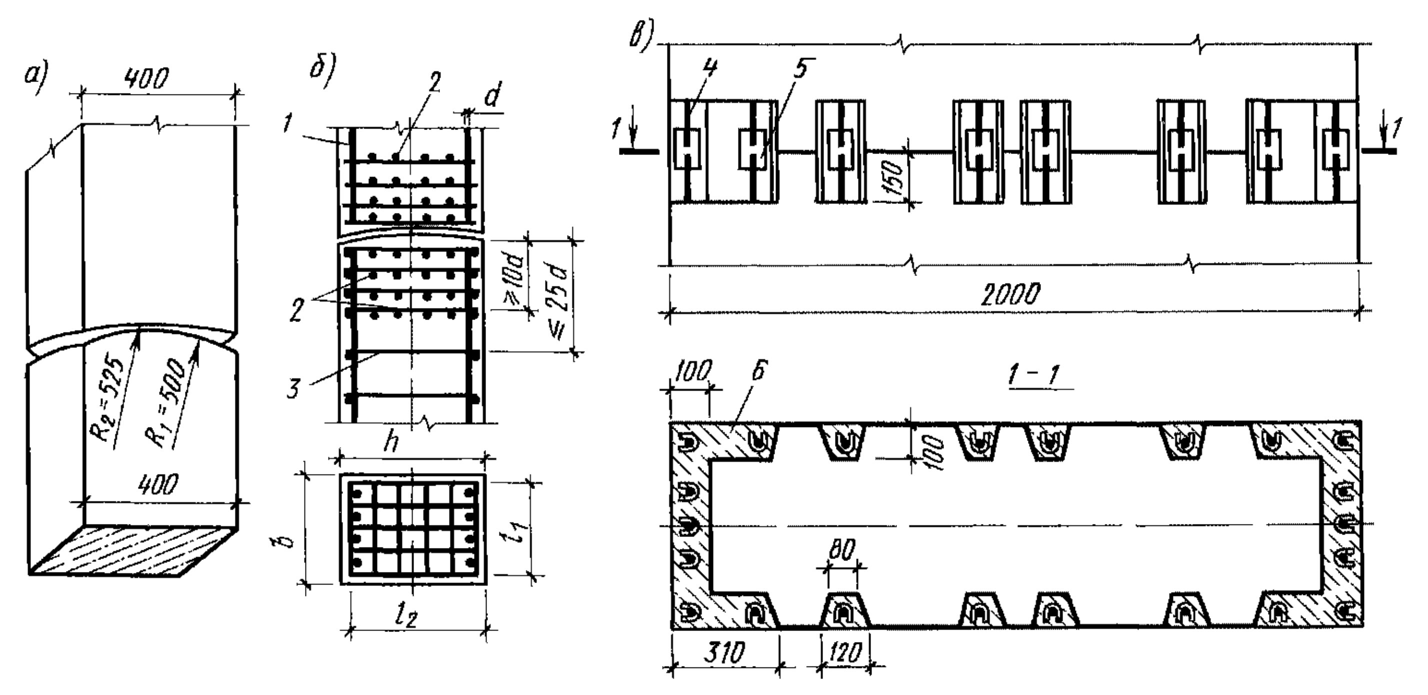


Рис 125. Шарнирный стык колонны

а — общий вид, *б* — армирование сетками; *в* — сухой стык колонны; *1* — продольная (рабочая) арматура, *2* — косвенная арматура в виде сеток; *3* — хомуты, *4* — выпуск рабочей арматуры, *5* — стыковые наладки, *6* — бетон замоноличивания

Концы стыкующихся колонн армируют плоскими сетками по расчету на местное сжатие [формула (351)]. Изгибать первую сетку по контуру сферы необязательно

В строительстве тепловых электростанций широко применяют стыки колонн с приторцованными поверхностями Они не требуют дополнительного расхода стали на закладные и накладные части и обеспечивают, благодаря отсутствию замоноличивания, наиболее индустриальные условия монтажа Для обеспечения необходимой прочности стыка колонны изготовляют на заводах «плетью» на всю длину с установкой в опалубку в местах стыков разделительных стальных листов При расчете прочности сухих стыков колонн (сферические стыки, стыки с приторцовыми поверхностями) $R_{b\ red}$ учитывают с коэффициентом условий работы стыка $\gamma = 0{,}65$

Во всех случаях стыки сборных колонн должны быть не менее долговечны (прочны, огнестойки, коррозионностойки), чем основной материал соединяемых элементов и долговечность здания в целом

Пример расчета прочности и трещиностойкости жесткого стыка колонн приведен в Пособии по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры (М , Стройиздат, 1985)

§ 31. Расчет прочности сечений на воздействие монтажных усилий

1. Общие сведения. При отпуске натяжных устройств и снятии готовых элементов с форм, при хранении, транспортировании и монтаже элементы могут испытывать разнообразные дополнительные нагрузки Воздействия от них могут суммироваться и разрушить элемент Поэтому все элементы и особенно предварительно напряженные необходимо рассчитывать по прочности на невыгоднейшее суммарное воздействие нагрузок при снятии готовых элементов с форм и их хранении от предварительного обжатия бетона, транспортных и монтажных нагрузок

Усилия предварительного обжатия бетона могут оказаться настолько высокими, что возможно разрушение элемента от раздавливания или разрыва бетона соответственно в сжатых и растянутых зонах наиболее опасных нормальных сечений элемента (рис 126) Именно поэтому все предварительно напряженные элемен-

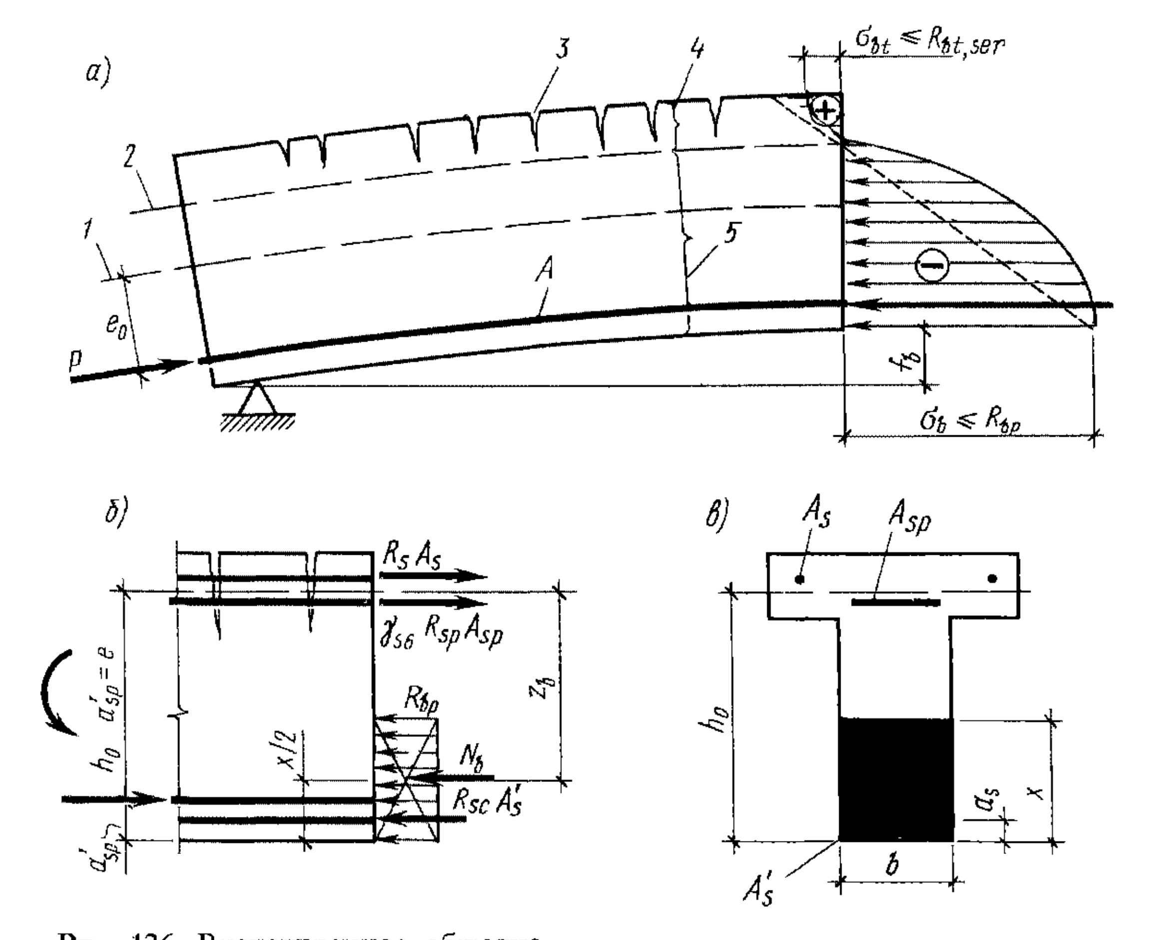


Рис 126 Внецентренное обжатие

а – схема напряженно-деформированного состояния, *б* – схема усилий и напряжений в расчетном нормальном сечении, *в* – расчетное сечение *1* – центральная ось, *2* – нулевая линия, *3* – трещины в зоне растянутой усилием *P*, *4* – зона, растянутая усилием *P* *5* – зона сжатая усилием *P*

ты рассчитывают на прочность в стадии их предварительного обжатия усилиями напрягаемой арматуры, т е в момент отпуска натяжных устройств За расчетные внешние нагрузки принимают усилие P_1, действующее в напрягаемой арматуре к концу обжатия бетона, т е когда средние деформации укорочения бетона $\varepsilon_{b\,\max}$ достигают максимальных значений, равных 0,00165 ($\varepsilon_{b\,\max} < \varepsilon_{bu} \approx 0{,}002$, потому что из-за краткости времени отпуска натяжных устройств средние нормативные предельные деформации укорочения бетона не успевают проявиться полностью).

$$P_1 = A_{sp}(\gamma_{sp}\sigma_{sp1} - \varepsilon_{b\,\max}E_s) = A'_{sp}(\gamma_{sp}\sigma_{sp1} - \sigma'_l) = A'_{sp}(\gamma_{sp}\sigma_{sp1} - 330), \quad (394)$$

$$\sigma'_l = \varepsilon_{b\max}E_s = 0{,}00165 \; 2 \; 10^5 = 330 \text{ МПа}, \quad (395)$$

где A'_{sp} – площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в зоне, наиболее сжатой от действия нагрузок в стадии изготовления, γ_{sp} – коэффициент точности натяжения арматуры, принимают $\gamma_{sp} > 1$ в формуле (75), σ'_l – потери напряжений вследствие обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры)

В зависимости от точки приложения усилия P различают центрально (см рис 15) и внецентренно (см рис. 126) обжатые элементы При этом учитывают время натяжения арматуры до затвердения бетона или после затвердения бетона (натяжение арматуры на бетон)

2. Натяжение арматуры на упоры. При *осевом обжатии* расчет на силу P_1 [см формулу (394)] производят по аналогии с расчетом прочности внецентренно сжатых элементов со случайными эксцентриситетами e_a (см § 26) За расчетное принимают сопротивление бетона R_b, соответствующее его передаточной прочности R_{bp} при коэффициенте условий работы бетона γ_{b8} Влияние прогиба не учитывают Прочность сечения считают обеспеченной, если $P_1 \leqslant N_u$ При *внецентренном обжатии* бетона расчетное усилие P_1 определяют по формуле (394) Расчет

прочности элементов на обжатие силой P_1 аналогичен расчету прочности внецентренно сжатых элементов продольной силой N от внешних нагрузок (см § 26) В зависимости от высоты бетона сжатой зоны

$$x = \frac{P_1 + R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \qquad (396)$$

различают два случая

● Случай 1 — $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ (большие эксцентриситеты) Условие прочности ($P_1 \leqslant N_u$) имеет вид (см рис 140)

$$P_1 e \leqslant R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \qquad (397)$$

● Случай 2 — $\xi = x/h_0 > \xi_R$ (малые эксцентриситеты) Условие прочности ($P_1 \leqslant \leqslant N_u$) имеет вид

$$P_1 e \leqslant \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (398)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$, $e = h_0 - a'_{sp} + M/P_1$

Значение ξ_R при ненапрягаемой арматуре в менее обжатой зоне определяют по формуле (135) При наличии в менее обжатой зоне напрягаемой арматуры значения ξ_R и α_R определяют по прилож. 17 и 22, принимая $\gamma_{b2} = 1{,}1$, а класс бетона, равный его передаточной прочности R_{bp}

В случае 1 внецентренного обжатия элемента в растянутой зоне образуются трещины (см рис 126) При загружении элемента внешними нагрузками эти трещины закрываются и становятся невидимыми для невооруженного глаза Однако отрицательное их воздействие на трещиностойкость растянутой зоны (от внешних нагрузок) элемента остается Трещиностойкость элементов, имевших начальные трещины в сжатой зоне (от внешних нагрузок), всегда оказывается на 10 15 % ниже трещиностойкости элементов, не имевших таких трещин Усилие в напрягаемой арматуре A_{sp}, расположенной в сжатой зоне (см рис 126), в расчете прочности элементов на внецентренное обжатие не учитывают Это обусловлено, тем, что в случае небольших в ней усилий предварительного напряжения ($A_{sp} \leqslant 0{,}2A'_{sp}$) общая равнодействующая усилий обжатия элемента оказывается близкой к равнодействующей усилий напрягаемой арматуры A_{sp}, расположенной в растянутой (от внешних нагрузок) зоне Вследствие этого в стадии разрушения напряжения в арматуре A_{sp} превышают предел текучести и предварительные напряжения в ней полностью погашаются (см § 11) Поэтому предварительно напряженная арматура A_{sp} с малыми усилиями предварительного напряжения участвует в работе элемента на внецентренное обжатие практически как ненапрягаемая арматура

Большие предварительные напряжения арматуры A_{sp} не допускают, так как к моменту разрушения элемента они могут не погаситься Остаточные предварительные напряжения арматуры A_{sp} будут суммироваться со сжимающими усилиями от воздействия внешних нагрузок и тем самым будут понижать несущую способность элемента в стадии эксплуатации Прочность сечения считают обеспеченной, если $Pe \leqslant M_u$

3. Натяжение арматуры на бетон. При *осевом обжатии* и одновременном натяжении на бетон элемента всей симметричной относительно его продольной оси арматуры на любом этапе обжатия бетона условие (394) имеет вид

$$P = \gamma_{s6} \sigma_{con\ 2} A'_{sp} \qquad (399)$$

Это обусловлено тем, что потери напряжений в арматуре от укорочения бетона при его обжатии компенсируются натяжными устройствами (непрерывная подкачка масла в домкраты, подвинчивание гаек) К моменту проявления средних максимальных деформаций укорочения бетона $\varepsilon_{b\,max}$ предварительное напряжение в арматуре сохраняется на уровне заданного значения $\sigma_{con\,2}$ Прочность нормальных сечений элемента считают обеспеченной, если соблюдается условие $P \leqslant N_u$, т е

$$P = \gamma_{sp} \sigma_{con\,2} A_{sp} = A R_b \qquad (400)$$

При *внецентренно обжатых* элементах с натяжением арматуры на бетон расчет прочности нормальных сечений производят так же, как и при натяжении арматуры на упоры

По аналогии с натяжением арматуры на упоры, усилия предварительного напряжения арматуры A_{sp} не учитывают За внешнюю нагрузку принимают усилие P [см формулу (399)]

Во многих конструкциях не удается одновременно натягивать всю арматуру и натягивают ее поочередно отдельными

группами При натяжении каждой последующей группы происходит укорочение элемента и снижение предварительного напряжения в ранее натянутой арматуре В этом случае величину потери предварительного напряжения арматуры в элементах с постоянным поперечным сечением определяют по приближенной формуле

$$\sigma_l = \frac{A_{sp} - A_{spl}}{A_{sp}}\,330 \leqslant 280 \text{ МПа}, \qquad (401)$$

где A_{sp} и A_{spl} – площади сечения соответственно всех групп напрягаемой арматуры и последней группы напрягаемой арматуры

Уменьшение величины потерь σ_l при натяжении арматуры поочередно группами обусловлено тем, что исчерпание прочности конструкции может наступить при осуществлении натяжения последней группы арматуры, когда неупругие деформации обжимаемой зоны бетона достигнут своего предельного значения и не окажут влияния на снижение предварительного напряжения в арматуре последней группы площадью $A_{sp} - A_{spl}$

В элементах с переменным поперечным сечением и одинаковым усилием обжатия деформация бетона обжимаемой зоны имеет максимальное значение для наиболее напряженных участков, а на остальной длине элемента напряжения и деформации будут пониженными В этом случае потерю усилия обжатия при групповом натяжении арматуры определяют суммарным укорочением бетона, величина которого будет меньше, чем в элементе постоянного сечения

$$\sigma_l = \frac{A_1(A_{sp} - A_{spl})}{A_2 A_{sp}}\,330 \leqslant 280 \text{ МПа}, \qquad (402)$$

где A_1 и A_2 – наименьшая и наибольшая площади поперечных сечений обжимаемого элемента

Для элементов с постоянным поперечным сечением ($A_1/A_2 = 1$) условие (402) переходит в формулу (401)

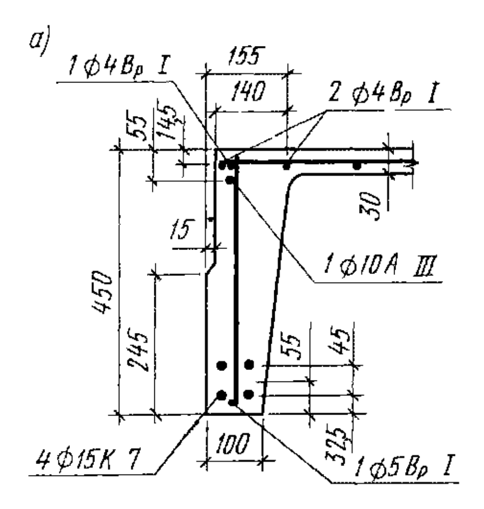
При групповом натяжении арматуры за внешнюю нагрузку принимают

$$P_1 = A_{sp}\gamma_{sp}(\sigma_{sp1} - \sigma_l), \qquad (403)$$

где σ_l – потери напряжений, определяемые по формуле (401) и (402)

4. Учет продольного изгиба. Напрягаемая арматура без анкеров (самоанкерующаяся) при обжатии элемента не смещается в его поперечных сечениях, поэтому дополнительный эксцентриситет усилия обжатия P_1 не возникает Напрягаемая арматура с анкерами на концах (пучки в каналах, пазах, выемках или за пределами сечения) из-за наличия зазоров между арматурой и бетоном перемещается в поперечных сечениях элемента при его обжатии, поэтому может возникать дополнительный эксцентриситет усилия обжатия P_1, а следовательно, и опасность разрушения элемента от продольного изгиба При расчете прочности элементов с напрягаемой арматурой без анкеров учитывают влияние дополнительного прогиба элемента в плоскости действия момента, как при действии силы N от внешних нагрузок (см § 26). В криволинейных пучках, плотно прижатых к бетону, дополнительный эксцентриситет силы обжатия P_1 не возникает

Пример. Требуется проверить прочность ребристой плиты (рис 127) в стадии изготовления Длина плиты 12 м, напрягаемая ар-



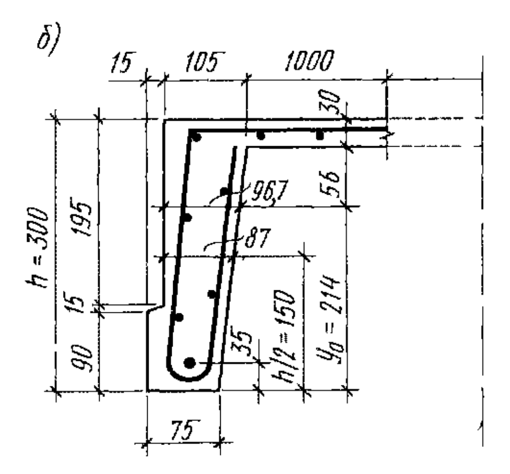


Рис 127 Расчетное сечение ребристой плиты

а – плита высотой 450 мм, *б* – то же, 300 мм

матура из канатов класса К-7 (4$\varnothing$15 К-7, $A_{sp} = 5{,}66$ см^2), натяжение арматуры на упоры, предварительное напряжение арматуры с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} > 1$ $\sigma_{sp1} = 914$ МПа, передаточная прочность бетона $R_{bp} = 25$ МПа, собственный вес плиты 74 кН, монтажные петли расположены на расстоянии 80 см от торца плиты; арматура менее сжатой зоны $A_{s1} = 0{,}785$ см^2 = 78,5 мм^2 (1$\varnothing$10 А-III, $R_s = 365$ МПа); $A_{s2} = 10{,}76$ см^2 = 107,6 мм^2 (1$\varnothing$5 Вр-I + 7$\varnothing$4 Вр-I, $R_s = 370$ МПа)

Решение. По прилож 3, $R_b = 14{,}5$ МПа (при $\gamma_{b2} = 1$) и $R_b = 16$ МПа (при $\gamma_{b2} = 1{,}1$) Монтажную арматуру 1$\varnothing$5 Вр-I (A_s') в расчете не учитывают, поскольку диаметр ее меньше 12 мм

Определяем расстояние от верхней грани сечения до равнодействующей усилий в арматуре S

$$a = \frac{R_s A_{s1} a_1 + R_s A_{s2} a_2}{R_s A_{s1} + R_s A_{s2}} =$$

$$= \frac{365 \; 0{,}785 \; 5{,}5 + 370 \; 1{,}076 \; 1{,}45}{365 \; 0{,}785 + 370 \; 1{,}076} = 3{,}1 \text{ см}$$

Следовательно, $h_0 = h - a = 45 - 3{,}1 = 41{,}9$ см

Из рис 127 $a'_{sp} = 3{,}25 + 4{,}5/2 = 5{,}5$ см

По формуле (394),

$$P = A_{sp}(\gamma_{sp}\sigma_{sp1} - 330) = 566(914 - 330) =$$

$$= 330\,500 \text{ Н}$$

С усилиями в бетоне растянутой зоны от воздействия P суммируются усилия от воздействия M – опорного изгибающего момента от собственного веса плиты при ее подъеме за петли (за опоры принимаем монтажные петли), с учетом коэффициента динамичности $\gamma_d = 1{,}4$ величина момента (для половины ширины плиты)

$$M = \gamma_d \frac{gl^2}{2} \; 0{,}5 = \frac{1{,}4 \; \frac{74}{12} \; 0{,}8^2}{2} \; 0{,}5 =$$

$$= 1{,}5 \text{ кН м} = 150 \text{ кН см, тогда}$$

$$e = h_0 - a_{sp} + M/P = 41{,}9 - 5{,}5 + 150/330{,}5 =$$

$$= 36{,}8 \text{ см}$$

Ширина ребра на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры (из подобия треугольников)

$$b = 10 + \frac{16{,}5 - 10}{45 - 3} \; 5{,}5 = 10{,}7 \text{ см},$$

$$A_{sp} = 0, \; A_{sp} = 0$$

По формуле (396),

$$x = \frac{P + R_s A_s}{R_b b} =$$

$$= \frac{330\,500 + 365 \; 78{,}5 + 370 \; 107{,}6}{14{,}5 \; 1070} = 21{,}5 \text{ см}$$

Из прилож 17 при $R_{bp} = 25$ МПа при верхней арматуре класса А-III находят $\xi_R = 0{,}604$, поскольку $\xi = x/h_0 = 21{,}5/41{,}9 = 0{,}513 < \xi_R = 0{,}604$, прочность сечения проверяют из условия (397)

$$R_b b x (h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \; 107 \; 215(419 - 0{,}5 \; 215) =$$

$$= 114{,}7 \; 10^6 \text{ Н мм} \approx Pe = 330\,500 \; 368 =$$

$$= 121{,}3 \; 10^6 \text{ Н мм } (-5\%), \text{ т е}$$

прочность плиты в стадии изготовления обеспечена

§ 32. Каменные элементы конструкций

1. Осевое сжатие. Примером центрально-сжатых элементов каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий Столбы воспринимают нагрузки от кровли, чердачного перекрытия и междуэтажных перекрытий Если примыкающие к столбам прогоны равнопролетные и величина временной нагрузки на перекрытия невелика по сравнению с собственным весом перекрытия, то одностороннее загружение столба временной нагрузкой не является опасным, в этом случае столбы рассчитывают на центральное сжатие

При оценке прочности сечений эпюру напряжений в центрально-сжатом элементе кладки принимают прямоугольной с ординатой, равной по величине расчетному сопротивлению R осевому сжатию кладки Возможность разрушения сжатых элементов до исчерпания прочности, из-за влияния продольного изгиба и увеличения деформаций вследствие ползучести материала при длительном загружении, учитывают коэффициентами φ и m_g

Несущую способность элементов каменных конструкций при центральном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$N \leqslant m_g \varphi R A, \tag{404}$$

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \tag{405}$$

где N – расчетная продольная сила, m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, φ – коэффициент продольного изгиба (табл 16), R – расчетное сопротивление сжатию кладки, A – площадь сечения элемента, η – коэффициент, принимают по табл 16, N_g –

Таблица 16 **Значения коэффициентов η и φ**

Гибкость		Коэффициент η для неармированной кладки из керамического кирпича и камней	Коэффициент φ при упругих характеристиках кладки			
λ_h	λ_i		$\alpha = 1500$	$\alpha = 1000$	$\alpha = 750$	$\alpha = 500$
6	21	0	0,98	0,96	0,95	0,91
8	28	0	0,95	0,92	0,90	0,85
10	35	0	0,92	0,88	0,84	0,79
12	42	0,04	0,88	0,84	0,79	0,72
14	49	0,08	0,85	0,79	0,73	0,66
16	56	0,12	0,81	0,74	0,68	0,59
18	63	0,15	0,77	0,70	0,63	0,53
20	70	0,20	—	—	—	—
22	76	0,24	0,69	0,61	0,53	0,43
24	83	0,27	—	—	—	—
24	83	0,27	—	—	—	—
26	90	0,31	0,61	0,52	0,45	0,36
30	104	—	0,53	0,45	0,39	0,32

Примечание Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяют интерполяцией

расчетная продольная сила от длительных нагрузок

Для прямоугольных сечений при меньшем размере $h \geqslant 30$ см и для сечений любой формы с меньшим радиусом инерции $i \geqslant 8{,}7$ см принимают $m_g = 1$

Значения коэффициентов η и φ зависят от материала кладки и гибкости сжатых элементов·

$\lambda_i = l_0/i$ (для сечения произвольной формы),

$\lambda_h = l_0/h$ (для прямоугольного сплошного сечения), (406)

где l_0 — расчетная высота (длина) элемента; h — меньший размер прямоугольного сечения; i — наименьший радиус инерции сечения

Расчетная высота сжатых стен и столбов l_0 зависит от условий опирания их на горизонтальные опоры (перекрытия) При неподвижных шарнирных опорах принимают $l_0 = H$ (рис 128, *а*) (H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами)

При упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для однопролетных зданий $l_0 = 1{,}5H$, для многопролетных зданий $l_0 = 1{,}25H$ (рис 128, *б*) Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0{,}8H$. Для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис 128, *в*) Значения коэффициентов m_g и φ по высоте сжатых стен и столбов принимаются по рис 128, *а, б, в*

2. Внецентренное сжатие. Внецентренное сжатие — наиболее часто встречающийся случай напряженного состояния в элементах каменных конструкций На внецентренное сжатие работают несущие стены и простенки каменных зданий, внутренние несущие столбы при неравных пролетах прогонов перекрытий или при одностороннем загружении междуэтажных перекрытий временной нагрузкой, стены подвалов

Напряженное состояние каменной кладки при внецентренном сжатии характе-

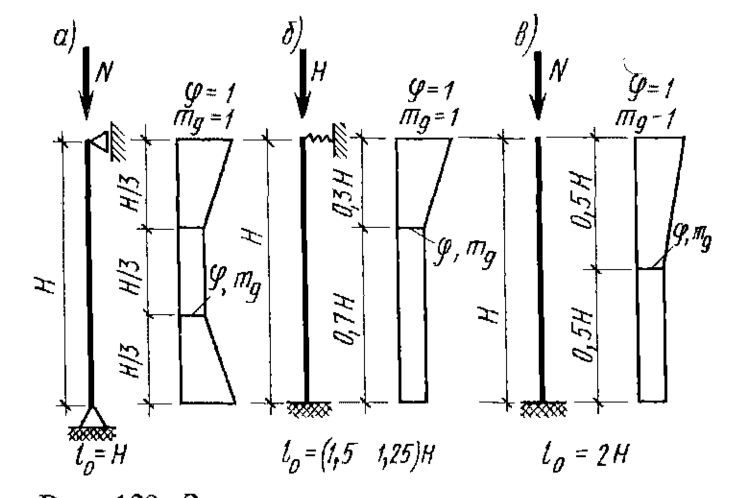


Рис 128 Значение m_g и φ по длине сжатых стен и столбов

а — шарнирные опоры, *б* — защемление и шарнирная опора, *в* — консоль

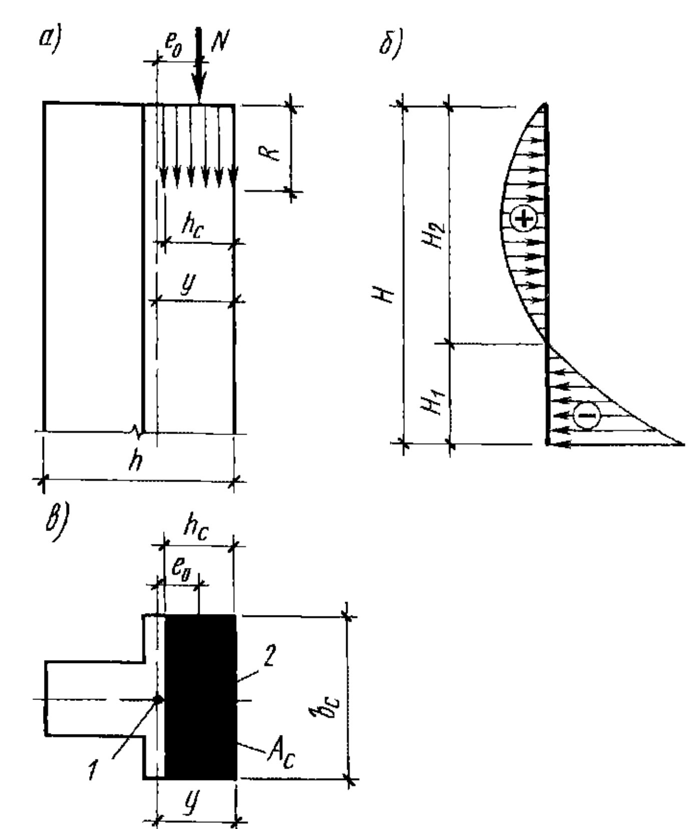


Рис 129 К расчету простенка

а — расчетная схема *б* — эпюра моментов, *в* — расчетное сечение, *1* — центр тяжести сечения, *2* — центр сжатой зоны сечения

ризуется наличием растягивающих и сжимающих напряжений в сечении Прочность элементов определяется несущей способностью сжатой зоны сечения, в пределах которой эпюру напряжений принимают прямоугольной формы, с ординатой, равной расчетному сопротивлению R кладки сжатию (рис 129)

Растягивающие напряжения, возникающие во внецентренно сжатых элементах кладки, могут привести к образованию и раскрытию трещин в горизонтальных швах, которые увеличивают деформативность кладки и уменьшают ее несущую способность Величина растягивающих напряжений и раскрытие трещин в растянутой зоне кладки зависят от величины эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести сечения e_0, поэтому в нормах введено ограничение величины эксцентриситета

Несущую способность элементов каменных конструкций при внецентренном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R A_c \omega, \tag{407}$$

где N — расчетная продольная сила, R — расчетное сопротивление сжатию кладки, A_c — площадь сжатой части сечения элемента при прямоугольной эпюре напряжений, определяют из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения N, ω — коэффициент, учитывающий возможность повышения расчетного сопротивления сжатой зоны кладки за счет влияния менее напряженной части сечения

Для сечений прямоугольной и произвольной формы и кладки из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, из природных камней (включая бут), принимают $\omega = 1$ Для остальных видов кладки и сечений прямоугольной формы

$$\omega = 1 + e_0/h \leqslant 1{,}45, \tag{408}$$

где $e_0 = M/N$ — эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения, h — высота сечения в плоскости действия изгибающего момента

Коэффициент m_g имеет тот же физический смысл, что и при расчете центрально-сжатых элементов

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1{,}2e_{og}}{h}\right), \tag{409}$$

где N_g — расчетная продольная сила от длительных нагрузок, η — коэффициент, принимаемый по табл 20, e_{og} — эксцентриситет продольной силы N_g относительно центра тяжести сечения

При $h \geqslant 30$ см или $i \geqslant 8{,}7$ см принимают $m_g = 1$ Коэффициент продольного изгиба внецентренно сжатого элемента кладки

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \tag{410}$$

где φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по табл 20, φ_c — коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по табл 20 при величинах гибкости элемента λ_{hc} или λ_{ic}; $\lambda_{hc} = H/h_c$ — для прямоугольного сечения, $\lambda_{ic} = H/i_c$ — для сечения произвольной формы, H — расчетная высота элемента, h_c, i_c — высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента

Для прямоугольного сечения

$$h_c = h - 2e_0 \tag{411}$$

Для таврового сечения при $e_0 > 45y$ допускается принимать

$$h_c = 2(y - e_0), \quad (412)$$

где y – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (см рис 129) коэффициент продольного изгиба φ_c определяют по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при гибкостях

$$\lambda_{h1c} = H_1/h_{c1} \text{ или } \lambda_{i1c} = H_1/i_{c1},$$

$$\lambda_{h2c} = H_2/h_{c2} \text{ или } \lambda_{i2c} = H_2/i_{c2},$$

где H_1, H_2 – часть высоты элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента, h_{c1}, i_{c1}, h_{c2}, i_{c2} – высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами

Площадь сжатой части A_c для прямоугольного сечения определяют по формуле

$$A_c = A(1 - 2e_0/h), \quad (413)$$

где A – площадь сечения элемента

Для таврового сечения (при $e_0 > 0{,}45y$) допускается приближенно принимать

$$A_c = 2(y - e_0)b, \quad (414)$$

где b – ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от положения эксцентриситета относительно центра тяжести сечения

При расчете элементов толщиной 25 см и менее учитывают случайные эксцентриситеты e_a для несущих стен $e_a = 2$ см, для самонесущих стен и отдельных слоев трехслойных несущих стен $e_a = 1$ см

Случайный эксцентриситет суммируют с эксцентриситетом продольной силы

$$e_0 = e_a + M/N$$

Суммарный эксцентриситет в этих элементах не должен превышать для основных сочетаний нагрузок – $0{,}8y$, для особых сочетаний – $0{,}85y$

При расчете внецентренно сжатых элементов кладки толщиной более 25 см наибольшая величина эксцентриситета не должна превышать для основных сочетаний нагрузок – $0{,}9y$, для особых сочетаний – $0{,}95y$ При эксцентриситетах $e_0 > 0{,}7y$ кроме проверки несущей способности по формуле (407) внецентренно сжатые элементы кладки проверяют по раскрытию трещин в швах кладки Если внецентренно сжатые элементы кладки (простенки, столбы) имеют высоту поперечного сечения больше ширины ($b < h$), то несущую способность таких сечений проверяют расчетом на центральное сжатие по формуле (404) в плоскости, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента

3. Косое внецентренное сжатие. Косое внецентренное сжатие имеет место в том случае, когда сжимающая сила N приложена с эксцентриситетом по отношению к центру тяжести сечения элемента в обоих плоскостях Начальный эксцентриситет в плоскости высоты сечения обозначают e_h, а в плоскости ширины сечения – e_b

● Несущую способность сечения при косом внецентренном сжатии проверяют по формуле (407) дважды 1) коэффициенты m_g, φ_1, ω определяют при высоте сечения h или радиусе инерции i_h, эксцентриситете e_h в направлении h, 2) эти коэффициенты вычисляют при ширине сечения b или радиусе инерции i_b и эксцентриситете e_b в направлении b

За расчетную несущую способность принимают меньшую из этих двух величин Площадь сжатой части сечения A_c условно принимают в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения сжимающей продольной силы N (рис 130) В случае сложной формы сечения площадь его сжатой части допускается принимать прямоугольной формы, без учета участков, усложняющих ее форму

Приближенно A_c разрешается определять по формуле

$$A_c = 4c_h c_b, \quad (415)$$

где $c_h = h_c/2$ – расстояние от точки приложения силы до ближайшей границы сечения в плоскости h, $c_b = b_c/2$ – то же, в плоскости b

Если один из начальных эксцентриситетов превышает величины $e_b > 0{,}7c_b$ или $e_h > 0{,}7c_h$, то дополнительно проверяют

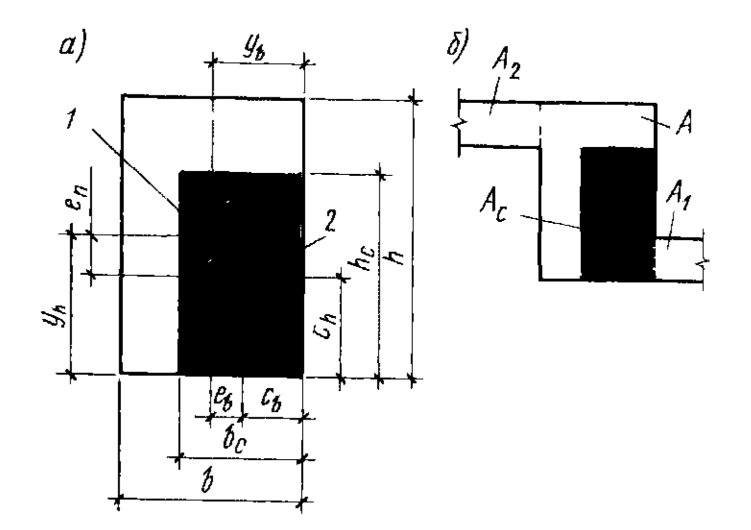


Рис 130 Косое внецентренное сжатие

а – простая форма сечения *б* – то же сложная, *1* – центр тяжести сечения *2* – центр сжатой зоны сечения

сечение по раскрытию трещин в соответствующем направлении

4. Смятие. На смятие (местное сжатие) работают участки стен или простенков, на которые опираются концы прогонов, балок, ферм, фундаментные блоки или балки – на последние передается нагрузка от столбов, пилястры стен, на которые передается нагрузка от подкрановых балок При работе кладки на смятие расчетное сопротивление кладки R увеличивают, так как давление, передающееся на кладку, воспринимается не только непосредственно площадью смятия, но и соседними участками кладки, расположенными в пределах расчетной площади сечения Эпюры давления в кладке в местах передачи местной нагрузки принимают треугольной формы, если давление на кладку передается через слой раствора Если под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, предусмотрена установка распределительных плит, то эпюры давления принимают прямоугольной формы

Расчет несущей способности каменной кладки на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения производят по формуле

$$N_{loc} \leqslant \psi d R_{loc} A_{loc}, \qquad (416)$$

где N_{loc} – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки, d – коэффициент, зависящий от материала кладки, R_{loc} – расчетное сопротивление кладки на смятие, определяемое по формуле (417), A_{loc} – площадь смятия, на которую передается нагрузка

При прямоугольной эпюре давления в пределах площади смятия принимают коэффициент $\psi = 1$, при треугольной эпюре давления – $\psi = 0{,}5$ Если местные нагрузки передаются на кирпичную или виброкирпичную кладку, а также кладку из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона, то принимают $d = 1{,}5 - 0{,}5\psi$

Для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетонов принимают $d = 1$ Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, допускается принимать произведение коэффициентов ψd согласно табл 17

Расчетное сопротивление кладки на смятие

$$R_{loc} = \xi R, \qquad (417)$$

где $\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \leqslant \xi_1$ – коэффициент, учитывающий работу соседних участков кладки, ξ_1 – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки (см табл 21), A – расчетная площадь сечения, определяемая согласно рис 106 для различных случаев местного сжатия

При совместном действии местной нагрузки (опорные реакции балок, ферм, прогонов и др) и основной (масса вышележащей кладки с нагрузкой, передающейся на эту кладку) расчет на смятие производят раздельно сначала только на местную нагрузку, потом – на сумму местной и основной нагрузок

5. Изгиб и центральное растяжение. На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий от действия ветровой нагрузки, наружные плиты контрофорсных подпорных стен и другие элементы Нормами не допускается работа каменных элементов на изгиб по неперевязанному сечению Расчет каменной кладки на изгиб производят в предположении ее упругой работы, т е используют формулы сопротивления материалов При расчете каменной неармированной кладки на изгиб проверяют несущую способность кладки при восприятии нормальных напряжений по перевязанному шву

Таблица 17 **Значения коэффициентов ξ_1 и ψd**

Материал кладки	Для нагрузок по схемам				ψd при отсутствии распределительных плит
	рис 106, *а, в д ж*		рис 106 *б г е и*		
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	
Сплошной кирпич, камни, крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях	2	2,0	1,0	1,2	0,75
Керамические камни с щелевыми пустотами, дырчатый кирпич, бутобетон	1,5	2,0	1,0	1,2	0,75
Пустотелые бетонные камни и блоки, камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1,0	1,0	0,5

и касательных напряжений – по наклонному сечению (косой штрабе)

Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок неармированных элементов

$$M \leqslant R_{tb}W, \qquad (418)$$

где R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см прилож 15), W – момент сопротивления сечения кладки при упругой работе

Расчетная поперечная сила

$$Q \leqslant R_{tw}bz, \qquad (419)$$

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (см прилож 15), b – ширина сечения, z – плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения $z = 2/3h$)

Каменные конструкции, работающие на центральное растяжение (стенки круглых резервуаров, силосов и других емкостей), рассчитывают, исходя из прочности кладки по перевязанному сечению или по камню

$$N \leqslant R_tA_n, \qquad (420)$$

где N – расчетная осевая сила при растяжении от внешних нагрузок, R_t – расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению (см прилож 15); A_n – расчетная площадь сечения кладки нетто

6. Срез. На срез по горизонтальному шву работают, например, элементы каменной кладки, воспринимающие распор от затяжек сводов Сопротивление каменной кладки срезу по горизонтальным швам складывается из собственной несущей способности кладки на срез и из сопротивления трению кладки по горизонтальному шву

Расчетное усилие среза в неармированной кладке

$$Q \leqslant (R_{sq} + 0{,}8n\mu\sigma_0)A, \qquad (421)$$

R_{sq} – расчетное сопротивление срезу (см прилож 15), n – коэффициент, принимаемый равным 1,0 – для кладки из сплошного кирпича и камней, 0,5 – для кладки из пустотелого кирпича и камней, μ – коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы, равным 0,7; σ_0 – среднее напряжение сжатия в кладке при наименьшей расчетной продольной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9, A – расчетная площадь сечения

Если в расчетном сечении, проверяемом на срез, имеется случай внецентренного сжатия с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений e_0 0,17h), то в расчетную площадь сечения включаются только площадь сжатой части сечения A_c

7. Расчет многослойных стен. Под многослойными понимают стены, выполненные из облегченной кладки и кладки с облицовкой (см. § 33) Расчет несущей способности элементов многослой-

ных стен имеет свои особенности по сравнению с расчетом элементов из сплошной каменной кладки Методы расчета элементов многослойных стен зависят от типа связей, обеспечивающих совместную работу отдельных слоев Различают два типа связей между конструктивными слоями жесткие и упругие

Жесткие связи выполняют в соответствии со следующими требованиями а) расстояние между осями вертикальных диафрагм из тычковых рядов кирпичей или камней не более $10h$ и не более 120 см (h – толщина более тонкого конструктивного слоя), теплоизоляционный слой может быть любым, б) расстояние между осями тычковых горизонтальных прокладных рядов (горизонтальных диафрагм) по высоте кладки не более $5h$ и не более 62 см, при условии выполнения теплоизоляционного слоя из монолитного бетона с пределом прочности на сжатие не менее 0,7 МПа и кладки из камней не ниже марки 10, в) облицовочные слои жестко связываются с основной кладкой стен тычковыми рядами, при этом следует предусматривать перевязку облицовочного слоя, рекомендуется облицовочный слой выполнять из кирпичей или камней, имеющих высоту, равную высоте ряда основной кладки

При обеспечении жесткой связи все слои участвуют в восприятии нагрузки, но несущую способность каждого слоя условно приводят к несущей способности основного несущего слоя путем вычисления приведенной площади сечения через отношение прочностных характеристик отдельных слоев При этом толщину слоев принимают в соответствии с фактической, а ширину слоев изменяют пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования слоев

$$b_{red} = bm_iR_i/(mR), \qquad (422)$$

где b_{red} – приведенная ширина слоя, b – фактическая ширина слоя, m, m_i – коэффициенты использования прочности основного несущего слоя и других слоев (см прилож 23), R, R_i – расчетное сопротивление основного несущего слоя и любого другого слоя стены

Основным несущим слоем многослойной стены является слой с более высокими прочностными характеристиками, чаще всего это слой кирпичной кладки Теплоизоляционные слои учитывают в расчете, если они выполнены из легких и ячеистых бетонов с пределом прочности на сжатие не ниже 1,5 МПа Теплоизоляционные слои из материалов прочностью ниже 1,5 МПа, а также из минераловатных или органических плит, пористых пластмасс учитывают только как нагрузку

Расчет несущей способности многослойных стен с жесткими связями выполняют по формулам (404) – центральное сжатие и (407) – внецентренное сжатие В этих формулах площадь сечения A заменяют на площадь приведенного сечения A_{red}, площадь сжатой части сечения A_c – на площадь сжатой части приведенного сечения $A_{c\,red}$, расчетное сопротивление R слоя, к которому приводят сечение, – на mR Коэффициенты продольного изгиба φ и φ_1, коэффициент m_g определяют для материала слоя, к которому приводят сечение

При расчете стен с облицовочным слоем, жестко связанным с основной кладкой, коэффициенты использования прочности слоев m и m_i принимают по прилож 23, сечение стен приводят к материалу основного несущего слоя стены

При расчете таких стен на внецентренное сжатие эксцентриситет нагрузки e_0 в сторону облицовки не должен превышать величины $e_0 < 0{,}25y$, коэффициент ω при этом принимают равным 1,0 Если эксцентриситет направлен в сторону внутренней грани стены и его величина $e_0 > y(1 - m)/(1 + m)$, но не менее $0{,}1y$, то расчет ведут по формулам (404) и (407) без учета коэффициентов m и m_i как однослойного сечения по материалу основного несущего слоя стены

Гибкими связями считают связи между отдельными конструктивными слоями, выполненные из коррозионно-стойких сталей или сталей, защищенных от коррозии, а также из полимерных материалов Суммарная площадь сечения гибких стальных связей должна быть не менее 0,4 см^2 на 1 м^2 поверхности стены

Расчет несущей способности многослойных стен с гибкими связями производят для каждого слоя раздельно на ту нагрузку, которую он воспринимает Внутренний слой несущей стены рассчиты-

вают на собственный вес, нагрузку от покрытий и перекрытий и часть нагрузки от собственного веса утеплителя Наружный слой рассчитывают на собственный вес и часть веса утеплителя Нагрузку от веса утеплителя распределяют на несущие слои кладки пропорционально их сечению

Несущую способность отдельных слоев определяют по формулам (404) и (407) в зависимости от расчетных характеристик каждого слоя, коэффициенты φ, φ_1, m_g принимают по таблицам и формулам (405), (409) и (410) для условной толщины стены

$$h = 0{,}7\sum h_i \quad (423)$$

Если слои кладки выполнены из разных материалов, то упругую характеристику α заменяют приведенной упругой характеристикой

$$\alpha_{red} = \frac{(\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2)}{(h_1 + h_2)}, \quad (424)$$

где α_1, α_2 – упругие характеристики отдельных слоев, h_1, h_2 – толщины слоев

8. Элементы с сетчатым и продольным армированием. Для повышения несущей способности применяют следующие способы армирования каменной кладки а) сетчатое (поперечное) армирование с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис 131, *а*), б) продольное армирование с расположением арматуры в бороздах или каналах, оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис 131, *б*)

Повышение несущей способности на сжатие кладки, усиленной сетчатым армированием, обусловлено восприятием сетками поперечных растягивающих усилий, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки, повышение несущей способности кладки учитывают в расчетах посредством введения условно повышенных прочностных и деформативных характеристик армирования Продольное армирование кладки повышает ее несущую способность благодаря совместной работе кладки и арматуры. Одновременно повышается монолитность кладки, ее сейсмостойкость, обеспечивается совместная работа отдельных частей зданий

Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки рекомендуется применять, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой

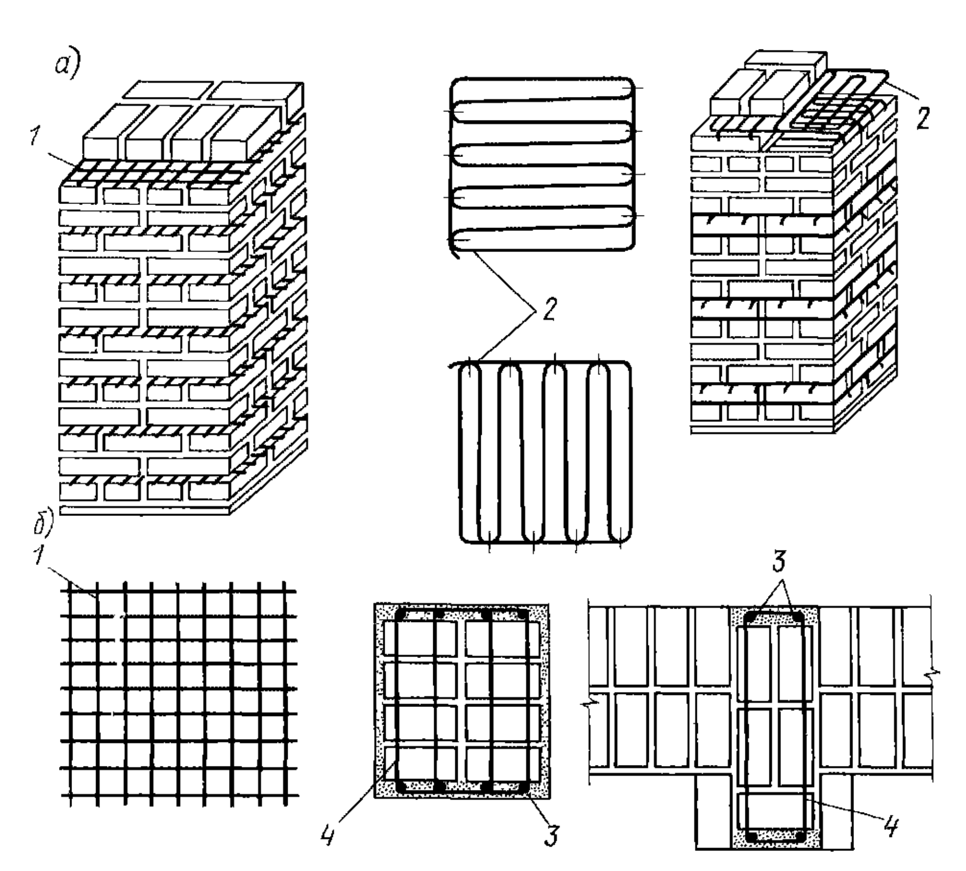


Рис 131 Способы усиления каменной кладки

а – поперечное армирование, *б* – продольное армирование, *1* – прямоугольная сетка, *2* – сетка «зигзаг»; *3* – продольная арматура, *4* – хомуты

прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена

Сетчатое армирование не следует применять при эксцентриситетах действия сжимающих сил, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений при $e > 0{,}17h$, а также для гибких элементов при $e > 15$ или $\lambda_i > 53$) В этих случаях целесообразно использовать продольное армирование кладки

● Сетчатое армирование дает эффект повышения несущей способности каменной кладки при соблюдении следующих условий. а) эксцентриситет не должен выходить за пределы ядра сечения (для прямоугольных элементов $e_0 < 0{,}17h$), б) гибкость сжатых элементов не должна превышать следующих величин $\lambda_h < 15$ или $\lambda_i < 53$, в) минимальный процент армирования составляет 0,1 %, г) высота ряда кладки должна быть не более 150 мм, д) процент армирования кладки не должен быть выше определяемого по формуле

$$\mu \leqslant \frac{50R}{(1 - 2e_0/y)\,R_s} \qquad (425)$$

Центрально-сжатые элементы каменных конструкций, армированные сетками (например, столбы, фундаменты), рассчитывают аналогично неармированным элементам по формуле

$$N \leqslant m_g \varphi R_{sk} A. \qquad (426)$$

Внецентренно сжатые элементы каменных конструкций с сетчатым армированием (например, простенки, парапеты, фундаменты) при поперечном сечении любой формы рассчитывают по формуле

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega. \qquad (427)$$

Для поперечных сечений прямоугольной формы формула (427) приобретает вид

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R_{skb} A\,(1 - 2e_0/y)\,\omega \qquad (428)$$

Сетчатое армирование кладки допускается в тех случаях, когда повышение марок кирпича, камня или раствора не обеспечивает требуемой прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена Арматурные сетки рекомендуется укладывать с шагом s, но не реже чем через 5 рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через 4 ряда кладки – из утолщенного кирпича или через 3 ряда кладки – из керамических камней

Расстояние между стержнями сетки принимают в пределах 3 см < с < 12 см, а диаметр стержней не менее 3 мм, толщина швов кладки должна превышать диаметр арматуры не менее чем на 4 мм

Предельные диаметры арматуры в горизонтальных швах кладки не должны превышать 6 мм при пересечении арматуры в швах и 8 мм – при применении сеток типа «зигзаг»

Пример. Проверить прочность простенка наружной каменной несущей стены многоэтажного здания при следующих исходных данных (рис 132) размеры здания в плане $L_1 \times L_2 = 15{,}6 \times 76{,}0$ м; сетка колонн $l_1 \times l_2 = 5{,}2 \times 7{,}6$ м, число этажей $n = 5$; временная нагрузка на перекрытие $v = 7$ кН/м^2, высота этажей $H_{эт} = 4{,}2$ м, ширина и высота оконного проема $b_п \times h_п = 1{,}5 \times 1{,}8$ м, толщина наружной стены 2,5 кирпича $h = 64$ см

Материалы кирпич керамический пластического прессования, полнотелый, марка кирпи-

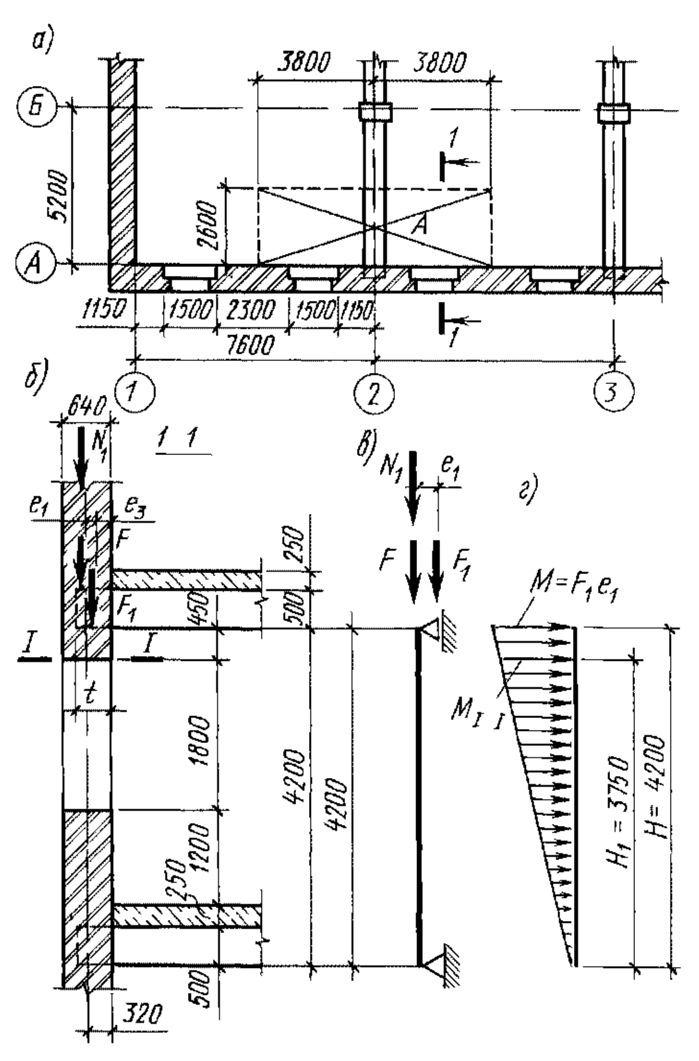


Рис 132 Расчетная схема простенка

а – план, *б* – вертикальный разрез стены, *в* – расчетная схема, *г* – эпюра моментов

ча 75, марка раствора 50, плотность кладки $\rho = 1800$ кг/м^3, кладка сплошная, район строительства – г Горький (нормативная снеговая нагрузка – 1,5 кН/м^2)

Принимают по два оконных проема в каждом пролете, тогда ширина простенка $b_{пр} = 230$ см

Определение расчетных усилий

Собственный вес стены всех вышележащих этажей $N_1 = 25{,}0 + 174{,}5 \times 4 = 723$ кН

Нагрузка от покрытия и перекрытий вышележащих этажей $F = 162{,}2 + 284{,}7 \times 3 = 1016{,}3$ кН

Нагрузка от перекрытия, расположенного над рассматриваемым этажом $F_1 = 284{,}7$ кН

Расчетная продольная сила в сечении $I-I$

$$N_{I-I} = N_1 + F + F_1 + \Delta F = 6\,723{,}0 + 1016{,}3 + 284{,}7 + 60{,}0 = 2084 \text{ кН} = 1084 \times 10^3 \text{ Н}$$

Расстояние от точки приложения опорной реакции до внутренней грани стены при глубине заделки ригеля $t = 250$ мм

$$e_3 = t/3 = 250/3 = 83 \text{ мм} > 70 \text{ мм, принимаем } e_3 = 70$$

Эксцентриситет нагрузки F_1 относительно центра тяжести сечения простенка $e_1 = h/2 - 70 = 640/2 - 70 = 250$ мм

Расчетный изгибающий момент в сечении $I-I$

$$M_{I-I} = F_1 e_1 M_1 / H_{эт} = 284{,}7 \times 0{,}25 \times 3{,}75/4{,}20 = 63{,}55 \text{ кН м} = 63{,}55\ 10^6 \text{ Н мм}$$

Расчетные характеристики.

Площадь сечения простенка $A = 2300 \times 640 = 1\,472\,000$ мм^2

Коэффициент условий работы кладки $\gamma_c = 1{,}0$, так как $A = 1{,}472$ м^2 $> 0{,}3$ м^2

Расчетная длина простенка $l_0 = H = 4200$ мм, гибкость простенка $\lambda = l_0/h = 4200/640 = 6{,}56$

Коэффициент продольного изгиба всего сечения простенка в плоскости действия изгибающего момента $\varphi = 0{,}95$ (см табл 20)

Расчетное сопротивление сжатию кладки из обыкновенного кирпича марки 75 на растворе марки 50 $R = 1{,}3$ МПа (см прилож 15)

Временное сопротивление сжатию материала кладки $R_u = kR = 2 \times 1{,}3 = 2{,}6$ МПа Упругая характеристика кладки из обыкновенного кирпича пластического прессования $\alpha = 1000$ (см прилож 16) Проверка несущей способности простенка

Эксцентриситет расчетной продольной силы N_{I-I} относительно центра тяжести сечения $e_0 = M_{I-I}/N_{I-I} = 63{,}55 \times 10^6/(2084 \times 10^3) = 30{,}5$ мм

Высота сжатой части поперечного сечения простенка $h_c = h - 2e_0 = 640 - 2 \times 30{,}5 = 579$ мм

Гибкость сжатой части поперечного сечения простенка $\lambda_{h_c} = l_0/h_c = 4200/579 = 7{,}25$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения $\varphi_c = 0{,}94$ (см табл 20)

Коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0{,}95 + 0{,}94)/2 = 0{,}945$

Коэффициент ω [см. формулу (548)] $\omega = 1 + e_0/h = 1 + 30{,}5/640 = 1{,}047 < 1{,}45$

Несущая способность простенка в сечении $I-I$ как внецентренно сжатого элемента [см формулу (407)]

$$N \leqslant m_g \varphi R A (1 - 2e_0/h)\,\omega = 1{,}0 \times 0{,}945 \times 1{,}3 \times 1\,472\,000 \times (1 - 2 \times 30{,}5/640) \times 1{,}047 = 1\,636\,000 \text{ Н} = 1636 \text{ кН} < N_{I-I},$$

здесь $m_g = 1{,}0$, так как $h > 30$ см

Несущая способность простенка меньше расчетного усилия, следовательно, необходимо усилить простенок поперечным армированием Проверяют условия эффективности применения поперечного армирования: высота ряда кладки $h_{кл} = 80 < 150$ мм, расчетный эксцентриситет $e_0 = 30{,}5$ мм $< 0{,}17h = 108{,}8$ мм, гибкость простенка $\lambda_h = 6{,}56 < 15$

Условия соблюдаются, следовательно, можно применить усиление кладки поперечным армированием Принимают армирование прямоугольными сетками из арматуры класса Вр-I, $d = 5$ мм, $A_{st} = 0{,}196$ см^2 $= 19{,}6$ мм^2, размер ячейки $c = 50$ мм $R_s = 360$ МПа, $R_{s\ ser} = 395$ МПа (см прилож 12)

Коэффициент условий работы арматуры в каменной кладке $\gamma_{cs} = 0{,}6$ (см прилож 24) $R_s = \gamma_{cs} R_s = 0{,}6 \times 360 = 216$ МПа, $R_{s\ ser} = \gamma_{cs} R_{s\ ser} = 0{,}6 \times 395 = 237$ МПа

Требуемое расчетное сопротивление сжатию армированной кладки из условия экономического проектирования

$$R_{skb} = \frac{N}{m_g \varphi A (1 - 2e_0/h)\,\omega} = \frac{2\,084\,000}{1 \times 0{,}945 \times 1\,472\,000 (1 - 2 \times 30{,}5/640) \times 1{,}047} = 1{,}58 \text{ Н/мм}^2 = 1{,}58 \text{ МПа} < 2R = 2{,}6 \text{ МПа}$$

Требуемый коэффициент армирования кладки

$$\mu = \frac{(R_{skb} - R)\,100}{2R_s(1 - 2e_0/y)} = \frac{(1{,}58 - 1{,}3)\,100}{2\ 216\,[1 - (2\ 30{,}5)/320]} = 0{,}079\,\%,$$

где $y = h/2 = 640/2 = 320$ мм

Минимальный процент армирования кладки сетчатой арматурой при внецентренном сжатии $\mu_{min} = 0{,}1\,\%$

Расчетные характеристики армированной кладки Временное сопротивление сжатию армированной кладки

Таблица 18 **Сбор нагрузок на несущий простенок**

Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м²	Грузовая площадь, м²	Нагрузки на простенок, кН
Покрытие					
собственный вес (постоянная нагрузка)					
кровля	1,50	1,3	1,95	$A_{гр} = \left(\frac{l_1}{2} + 0,5\right) l_2 =$	45,9
сборная железобетонная панель	2,25	1,1	2,47		58,3
приведенная нагрузка от ригеля $\frac{(0,5\ 0,2\ 25,0)}{7,6}$	0,33	1,1	0,36	$= \left(\frac{5,2}{2} + 0,5\right) 7,6 =$ $= 23,56$	8,5
				Итого	112,7
снег (времеиная нагрузка)	1,5	1,4	2,10	23,56	49,5
Перекрытие					
собственный вес (постоянная нагрузка)					
пол	2,64	1,2	3,17	$A_{гр} = \frac{5,2}{2} 7,6 = 19,76$	62,6
сборная железобетонная панель	2,25	1,1	2,47		48,9
приведенная нагрузка от ригеля	0,33	1,1	0,36	—	7,2
				Итого	118,7
полезная нагрузка на перекрытие (временная)	7,0	1,2	8,40	19,76	166,0
				Всего	284,7
Наружные стены					
собственный вес стены с учетом штукатурки (0,64 × 18,0 + 0,022 × 22,0)	11,96	1,1	13,16	$A_{гр} = (b_{пр} + b_{п}) H - b_{п} h_{п} = (2,3 + 1,5)4,2 - 1,5\ 1,8 = 13,26$	174,5
вес карнизового участка стены высотой 50 см	11,96	1,1	13,16		25,0
вес надоконного участка стены высотой 120 см (ΔF)	11,96	1,1	13,16	—	60,0

$$R_{sku} = kR + 2R_{s\ ser}\mu/100 =$$

$$= 2\ 1,3 + 2\ 237\ 0,1/100 = 3,07 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление сжатию армированной кладки

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100}\left(1,0 - \frac{2e_0}{y}\right) =$$

$$= 1,3 + \frac{2\ 0,1\ 216}{100}\left(1 - \frac{2\ 30,5}{320}\right) =$$

$$= 1,65 \text{ МПа} < 2R = 2,6 \text{ МПа}$$

Упругая характеристика армированной кладки

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku} = 1000\ 2,6/3,07 = 847$$

При $\lambda_h = 6,56$ и $\alpha_{sk} = 847$ $\varphi = 945$,

при $\lambda_{hc} = 7,25$ и $\alpha_{sk} = 847$ $\varphi_c = 0,930$ (см табл 20)

Коэффициент продольного изгиба армированной кладки при внецентренном сжатии

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi_1 + \varphi_c)}{2} = \frac{(0,945 + 0,93)}{2} = 0,937$$

Коэффициенты $m_g = 1,0$, $\omega = 1,047$

Проверяют несущую способность простенка в сечении $I-I$, армированного сетками,

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R_{skb} A (1 - 2e_0/h)\,\omega =$$

$$= 1,0\ 0,937\ 1,65\ 1\,472\,000 (1 - 2\ 30,5/640) \times$$

$$\times 1,047 = 2\,156\,000 \text{ Н} = 2156 \text{ кН} > N_{I-I}$$

Условие прочности $N > N_{I-I}$ удовлетворяется, следовательно, прочность армированной кладки простенка достаточна

Относительный эксцентриситет $e_0/y = 30{,}5/320 = 0{,}095 < 0{,}7$, поэтому расчет по раскрытию трещин не производят Требуемый шаг сеток из проволочной арматуры ∅5 мм Вр-I по высоте кладки простенка

$$s = \frac{2A_{st}}{\mu c}100 = \frac{2\ 19{,}6}{0{,}1 \cdot 50}100 = 784 \text{ мм} = 78{,}4 \text{ см}$$

Средняя высота ряда кирпичной кладки составляет 80 мм, тогда количество рядов кладки, через которое укладывают сетки, составляет $n = 784/80 = 10$ рядов

Нормы рекомендуют укладывать сетки не реже чем через пять рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича Следовательно, принимают шаг сеток $s = 400$ мм, или $n = 5$ рядам кладки

Проверяют процент армирования кладки простенка

$$\mu = \frac{2A_{st}}{sc}100 = \frac{2\ 19{,}6}{400\ 50}100 = 0{,}196\,\% < \mu_{max}$$

Максимальный процент армирования кладки

$$\mu_{max} = \frac{50R}{\left(- \frac{2e_0}{y}\right)R_s} =$$

$$= \frac{50\ 1{,}3}{\left(1 - \frac{2\ 30{,}5}{320}\right)216} = 0{,}338\,\%$$

Следовательно, принятая схема армирования кладки простенка удовлетворяет нормативным требованиям и условию прочности

§ 33. Расчет прочности сечений на динамические воздействия

1. Общие сведения. Под динамическими понимают воздействия вибрационных, ударных, импульсных и других подобных нагрузок Такие нагрузки образуют машины с вращающимися частями (токарные станки, центрифуги, вентиляторы, электромоторы), механизмы с возвратно-поступательным движением масс (типографские машины, ткацкие станки), машины ударного и импульсного действия, взрывы, землетрясения (сейсмические нагрузки), ветровые нагрузки (порывы, пульсация), пуск и остановка различных машин и механических установок Особенность динамических воздействий заключается в том, что при совпадении частот свободных и вынужденных колебаний возникает резонанс, сопровождающийся увеличением размаха колебаний и разрушением конструкции При динамических воздействиях необходимо считаться с тремя важными факторами 1) разрушительным действием вибрации на конструкцию, усталостным снижением прочности арматуры и бетона, 2) вредным влиянием вибрации на организм человека (вибрационная болезнь), 3) нарушением нормальной работы технологического оборудования, точных измерительных приборов

Методы динамических расчетов аналогичны методам статических расчетов конструкций Отличие заключается в том, что в динамических расчетах учитывают инерционность конструкций, а также дополнительные их характеристики, массу и силы внутреннего трения в материале (динамическую жесткость)

● Динамические нагрузки различают по 1) *виду силового воздействия* – сила, момент, 2) *закону изменения во времени* – периодические, импульсные и ударные, 3) *направлению воздействия* – вертикальные, горизонтальные, 4) *положению воздействия* – подвижные, неподвижные, 5) *продолжительности воздействия* – многократно повторные, эпизодические

Из многочисленных видов динамических нагрузок многоэтажные промышленные здания чаще всего подвергаются воздействию многократно повторных нагрузок (разнообразные вибрационные машины и установки, транспортные средства) Многократно повторные нагрузки вызывают снижение прочности бетона и арматуры вследствие их усталости

Основной исходной посылкой динамики сооружений является так называемый принцип Д'Аламбера, согласно которому инерционные силы учитывают аналогично внешним нагрузкам Принимают допущение о сложении нагрузок в условиях равновесия

● Задача динамического расчета 1) проверка несущей способности по прочности и выносливости (усталости) отдельных элементов и системы в целом с учетом динамических нагрузок (расчет по предельным состояниям первой группы), 2) проверка допустимости воздействия вы-

нужденных колебаний на людей, технологический процесс производства и на пригодность конструкций к нормальной эксплуатации (расчет по предельным состояниям второй группы)

2. Свободные и вынужденные колебания. Конструкции колеблются под влиянием динамических нагрузок Такие колебания называют вынужденными и совершаются они с частотой динамических нагрузок. Амплитудные значения перемещений геометрической оси конструкций пропорциональны амплитудным значениям этих нагрузок (имеется в виду физически линеаризованная постановка задачи) Линия, очерчивающая указанные амплитудные перемещения, определяется так называемой формой колебаний, а амплитудные ординаты зависят от соотношения между частотой внешних динамических нагрузок и частотами свободных или так называемых собственных колебаний Несовпадение во времени вынужденных и собственных колебаний называют *сдвигом фаз* Сдвиг фаз, форма и частота собственных колебаний являются характеристиками конструкций, они не связаны с внешними нагрузками (у конструкций, материалы которых деформируются нелинейно или обладают свойством ползучести, проявляется некоторая связь между характеристиками конструкции и уровнем и частотами нагружения) и зависят от статической схемы, граничных условий, жесткости элементов, величины и распределения массы Стационарность во времени реальных колебаний конструкций обеспечивается стационарностью динамических воздействий

После снятия динамических нагрузок продолжаются свободные колебания конструкций, амплитуда которых во времени быстро уменьшается и, наконец, колебания прекращаются Происходит затухание свободных колебаний

Скорость затухания свободных колебаний характеризуется так называемым логарифмическим декрементом затухания δ, равным натуральному логарифму отношения некоторой i-й амплитуды A_i к последующей $i+1$ амплитуде колебаний A_{i+1}

$$\delta = \ln \frac{A}{A_{i+1}} \tag{429}$$

Затухание свободных колебаний конструкций неизбежно и является следствием необратимого, преимущественно теплового, рассеивания (диссипации) энергии Это рассеивание обусловлено затратами энергии на преодоление внешних и внутренних сопротивлений, внешние сопротивления обусловлены силами трения в узлах системы, а внутренние – несовершенствами деформирования материалов. нелинейностью деформирования и ползучестью материалов, спецификой совместной работы бетона и арматуры

Стационарные вынужденные колебания твердых тел, характеризующиеся постоянством амплитуд, также сопровождаются рассеиванием энергии, однако эти затраты энергии компенсируются за счет внешнего источника энергии – возбудителя колебаний

Рассеивание энергии при колебаниях оценивают коэффициентом поглощения энергии

$$\psi = \Delta W / W, \tag{430}$$

где ΔW – энергия, рассеянная за один цикл колебаний; W – работа упругих сил за четверть цикла стационарных колебаний

Графически связь между внешней силой F и соответствующими перемещениями в процессе колебаний y изображаются в виде некоторой петли, называемой *петлей гистерезиса* (рис 133), площадь которой равна ΔW Работа упругих тел за $^1/_4$ цикла колебаний изображена заштрихованным треугольником Как правило, ΔW и W учитывают для единицы объема тела и заменяют внешнюю силу F напряжениями σ, а перемещения y – относительными деформациями ε

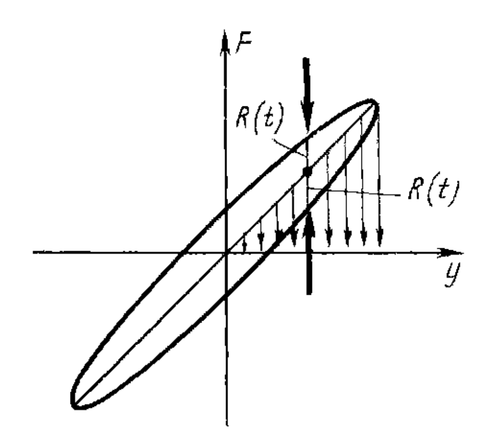


Рис 133 Петля гистерезиса

Тогда $\Delta W = \int\limits_{\sigma_{min}}^{\sigma_{max}} \varepsilon\, d\varepsilon$, или $\Delta W = \int\limits_{\varepsilon_{min}}^{\varepsilon_{max}} \sigma\, d\varepsilon$, (431)

откуда

$$W = \varepsilon\sigma/2 = E\varepsilon^2/2 = \sigma^2/(2E), \quad (432)$$

где ε – функция механического состояния материала, отражающая связь между напряжениями и деформациями, E – модуль упругости материала

Между логарифмическим декрементом затухания δ и коэффициентом поглощения энергии ψ существует элементарная взаимосвязь

$$\psi = 2\delta \quad (433)$$

Значения δ, ΔW и ψ не зависят от частоты колебаний и увеличиваются с ростом напряжений (в идеализированной упруголинейной постановке, когда для связи между σ и ε применяют закон Гука, $\Delta W = \psi = \delta = \gamma_l$ и потерь энергии при колебаниях не происходит)

Непосредственно при динамических расчетах строительных конструкций используют не логарифмический декремент затухания δ или коэффициент поглощения энергии ψ, а коэффициент неупругого сопротивления

$$\gamma_l = \delta/\pi = \psi/(2\pi) \quad (434)$$

В зависимости от вида железобетонных конструкций, назначения, жесткости стыков, категории динамичности машин ψ устанавливают от 0,2 до 0,6, а γ_l – 0,05 до 0,1 Значения приведены в инструкциях по динамическому расчету

Значения коэффициента ψ в зависимости от типа конструкций

Тип конструкции	ψ
Перекрытия из крупных плит	
до замоноличивания стыков	0,22
после замоноличивания стыков	0,52
Подкрановая балка	
до замоноличивания стыков	0,32
после замоноличивания стыков	0,47
Ребристое монолитное перекрытие	0,52

3. Коэффициент динамичности. Под коэффициентом динамичности понимают отношение амплитуды динамического прогиба к соответствующему статическому прогибу, его широко используют в расчетах строительных конструкций

$$\beta = \frac{A}{f} = \frac{1}{[1-(p/w)^2]^2 + \gamma_l^2} \geqslant 1, \quad (435)$$

где A – амплитуда динамических прогибов, f – статический прогиб, p – частота собственных колебаний, w – частота вынужденных колебаний, γ_l – коэффициент неупругого сопротивления

При совпадении вынужденных и собственных частот (w-p) наступает резонанс колебаний, коэффициент динамичности получает наибольшее значение $\beta_{max} = 1/\gamma_l$ и амплитуда колебаний также наибольшее значение

$$A_{max} = \beta_{max} f = f/\gamma_l \quad (436)$$

В железобетонных конструкциях амплитуды вынужденных колебаний при резонансе не возрастают неограниченно, как в идеально упругих системах, а ограничиваются конечным пределом тем меньше, чем больше коэффициент неупругих деформаций

Динамический коэффициент для железобетона в условиях резонанса достигает $\beta = 10$ 20 Коэффициент β позволяет динамический расчет строительных конструкций заменить статическим расчетом За расчетную статическую нагрузку принимают динамическую нагрузку, увеличенную в β раз. Обычно статические нагрузки во много раз превосходят динамические, поэтому в практике проектирования расчет строительных конструкций на динамические нагрузки сводится к сопоставлению динамических нагрузок со статическими В высотных сооружениях, пространственных и большепролетных строительных конструкциях динамический расчет может оказаться определяющим для подбора сечений элементов

4. Динамическая жесткость. Динамическая жесткость элементов отличается от статической жесткости (EA, EI и ED) величиной модуля упругости E материала В динамической жесткости используют динамический модуль упругости материала E_d При динамических нагрузках, действующих в короткие промежутки времени, динамический модуль упругости считают постоянным и равным начальному статическому модулю упругости материала

Для железобетонных элементов с трещинами в растянутой зоне при опреде-

лении их кривизны [см формулу (544)] принимают $\psi_s = \psi_b = 1$

При многократно повторяющейся нагрузке вследствие виброползучести бетона сжатой зоны происходит снижение динамической жесткости и накопление остаточных прогибов (перемещений) до предельной величины, при которой происходит их стабилизация При стабилизировавшемся остаточном прогибе конструкция начинает колебаться как упругая система При определении кривизны это позволяет коэффициент упругих деформаций ν_e принимать, как при непродолжительном действии полной нагрузки

5. Расчет по прочности. Прочность сечений элементов считают обеспеченной, если сумма усилий от расчетных статических (M_{st} или N_{st}) и динамических нагрузок (M_d или N_d) не превосходит сумму внутренних усилий (M_u или N_u)

$$M_{st} + M_d \leqslant M_u \text{ или } N_{st} + N_d \leqslant N_u \quad (437)$$

Внутренние усилия принимают, исходя из предельной стадии работы элементов по прочности (например, по стадии III при изгибе, см рис 78)

6. Расчет по выносливости нормальных сечений. Элементы строительных конструкций рассчитывают на выносливость при воздействии многократно повторяющейся нагрузки (число повторений нагрузки за период эксплуатации конструкций порядка 10^5 и более), вызывающей значительный перепад напряжений в материале (например, в бетоне или в растянутой арматуре железобетонных конструкций)

Нагрузки такого рода действуют на подкрановые балки, эстакады, шпалы, перекрытия под неуравновешенные машины (центрифуги, вентиляторы, компрессоры), на выносливость не рассчитывают подкрановые балки при легком режиме работы кранов, сжатые элементы с косвенной арматурой (см рис 100) и участки элементов, работающих на местное сжатие (см рис 75), так как их прочность на выносливость не ниже прочности на статические нагрузки

● Напряжения в сжатой зоне сечения элементов железобетонных конструкций и растянутой арматуре определяют с учетом следующих основных положений 1) за расчетное принимают полное приведенное сечение элемента – при отсутствии трещин в растянутой зоне, приведенное сечение бетона сжатой зоны – при наличии трещин в растянутой зоне элементов, 2) неупругие деформации в бетоне сжатой зоны сечения учитывают снижением модуля деформаций бетона, принимая значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha' = E_s/(\nu E_b)$,

3) трещины в растянутой зоне элементов не образуются при соблюдении условия

$$\sigma_{bt\,max} \leqslant \gamma_{b1} R_{bt\,ser}, \quad (438)$$

$\sigma_{bt\,max}$ – максимальное нормальное напряжение в бетоне растянутой зоны

Класс бетона . . .	B15	B25	B30	B40 и выше
Значения α . . .	25	20	15	10

Если условие (438) не соблюдается при замене в нем значения $R_{bt\,ser}$ на R_{bt}, то площадь приведенного сечения определяют без учета бетона растянутой зоны сечения

Прочность нормальных сечений элементов на выносливость считают обеспеченной, если напряжения от расчетных статических и многократно повторяющихся нагрузок в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре не превосходят расчетных сопротивлений с учетом соответствующих коэффициентов условий работы бетона γ_{b1} и арматуры γ_{s3}, т е если соблюдаются условия

для сжатого бетона

$$\sigma_{b\,max} \leqslant \gamma_{b1} R_b, \quad (439)$$

для растянутой арматуры

$$\sigma_{s\,max} \leqslant \gamma_{s3} R_s, \quad (440)$$

где $\sigma_{b\,max}$ и $\sigma_{s\,max}$ – максимальные нормальные напряжения соответственно в бетоне сжатой зоны сечения и в растянутой арматуре, γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона, принимаемый по СНиП 2.03 01 – 84 табл 16 в зависимости от коэффициента асимметрии цикла,

$$\rho_b = \sigma_{b\,min}/\sigma_{b\,max}, \quad (441)$$

$\sigma_{b\,min}$ и $\sigma_{b\,max}$ – наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, γ_{s3} – коэффициент условий работы, принимаемый по СНиП

2.03 01—84 табл 25 в зависимости от асимметрии цикла,

$$\rho_s = \sigma_{s\,min}/\sigma_{s\,max}, \qquad (442)$$

$\sigma_{s\,min}$, $\sigma_{s\,max}$ — наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки

Для элементов без предварительно напряженной арматуры коэффициент асимметрии цикла ρ_s принимают равным (с учетом накопления неупругих деформаций бетона)

при $0 \leqslant M_{min}/M_{max} \leqslant 0{,}2 \quad \rho_s = 0{,}3$,

при $0{,}2 < M_{min}/M_{max} \leqslant 0{,}75$

$$\rho_s = 0{,}15 + 0{,}18 M_{min}/M_{max}, \qquad (443)$$

при $M_{min}/M_{max} > 0{,}75 \quad \rho_s = M_{min}/M_{max}$

В бетоне сжатой зоны сечения при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих усилий, так как это снижает выносливость элементов

Максимальное напряжение в растянутой предварительно напряженной арматуре принимают равным

$$\sigma_{s\,max} = \alpha'\sigma_{bs} + \sigma_{sp2}, \qquad (444)$$

где α' — коэффициент приведения арматуры к бетону, σ_{bs} — напряжение в бетоне на уровне наиболее растянутого ряда арматуры, σ_{sp2} — предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения γ_{sp}, меньшего единицы

Напряжения $\sigma_{b\,max}$ и σ_{bs} определяют от действия внешних нагрузок и от усилия предварительного обжатия P, как для упругого тела по приведенному сечению Прочность сжатой арматуры S' на выносливость не рассчитывают, так как она оказывается заведомо обеспеченной по сравнению со сжатым бетоном

Расчет на выносливость наклонных сечений производят из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, полностью воспринимается поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_s, умноженным на коэффициенты условий работы γ_{s3} и γ_{s4}

Для элементов, в которых поперечная арматура не предусмотрена, необходимо соблюдение условия (469) с введением в него расчетных сопротивлений бетона R_b и R_{bt} с коэффициентом условий работы γ_{b1} (см прилож 4) вместо расчетных сопротивлений $R_{b,ser}$ и $R_{bt\,ser}$

7. Мероприятия, снижающие динамические воздействия. Конструктивные меры по уменьшению вибрации сводятся к перемещению источника вибрации, уравновешиванию машины или же к изменению частоты свободных колебаний элементов Последнее достигают изменением жесткости элементов, схемы конструкции и размеров пролета. Например, переход от свободно опертой балки к балке с упругозаделанными концами повышает частоту свободных колебаний почти в два раза

Активная виброизоляция возмущающего оборудования является наиболее эффективной мерой борьбы с недопустимыми колебаниями конструкций Под активной виброизоляцией понимают снижение динамических нагрузок, передающихся на конструкции, посредством разнообразных приемов и приспособлений, системы пружин, резиновых прокладок, подвесных стержней и т п Под пассивной понимают виброизоляцию чувствительных приборов и оборудования, заключающуюся в их защите от колебаний конструкций, на которых они находятся

Расчет и проектирование виброизоляции производят в соответствии с Инструкцией по проектированию и расчету виброизоляции машин с динамическими нагрузками и оборудования, чувствительного к вибрации

Глава 6

Расчет сечений элементов по предельным состояниям второй группы

§ 34. Расчет по образованию трещин

1. Общие сведения. Цель расчета элементов железобетонных конструкций по образованию трещин заключается в определении продольной силы N_{crc} (изгибаю-

щего момента M_{crc}), вызывающей в растянутом бетоне расчетных сечений напряжения $R_{bt\ ser}$, т е. силы N (момента M), при которой начинается трещинообразование в растянутой зоне элементов Предполагается, что трещины в расчетных сечениях не образуются, если усилие $N(M)$ от внешних нагрузок не превосходит усилия $N_{crc}(M_{crc})$, воспринимаемого расчетным сечением перед образованием трещин, т е

$$N \leqslant N_{crc} \text{ или } M \leqslant M_{crc} \tag{445}$$

По образованию трещин рассчитывают нормальные и наклонные сечения элементов Порядок учета нагрузок и коэффициента надежности по нагрузке γ_f приведен в прилож 20 Напряжения растяжения в бетоне и арматуре растянутой зоны сечения элементов принимают по данным стадии I напряженно-деформированного состояния (см рис 78)· 1) сечения после деформации остаются плоскими, 2) напряжения в бетоне растянутой зоны сечения распределены равномерно и равны $R_{bt,ser}$, наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $2R_{bt,ser}/E_b$, 3) напряжения в бетоне сжатой зоны (если она имеется) определяют с учетом упругих, а для внецентренно сжатых элементов и изгибаемых предварительно напряженных элементов также с учетом неупругих деформаций бетона, при этом наличие неупругих деформаций учитывают уменьшением ядрового расстояния r, 4) напряжения в напрягаемой арматуре

$$\sigma_{xp} = \gamma_{sp}\sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt\ ser}, \tag{446}$$

где σ_{sp2} – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь, $2\alpha R_{bt,ser} = \sigma_s$ – приращение напряжений в растянутой арматуре, соответствующее приращению деформаций окружающего бетона после погашения его предварительного обжатия, $\sigma_s = \sigma_{s\ crc}$,

5) напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов равны алгебраической сумме напряжений, вызванных усадкой и ползучестью бетона, и σ_s При определении усилий, воспринимаемых сечениями элементов с предварительно напряженной арматурой без анкеров, на длине зоны передачи напряжения l_p при расчете по образованию трещин необходимо учитывать снижение предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} и σ'_{sp} посредством умножения на коэффициент γ_{s5} (см СНиП 2.03 01 – 84, табл 24 п 5)

● Расчет по образованию нормальных трещин производят· а) с целью избежать их появления в элементах 1-й категории трещиностойкости*, в элементах 2-й категории трещиностойкости*, если по расчету не обеспечивается надежное закрытие трещин, в пределах длины зоны передачи напряжений арматуры без анкеров, б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин (2-я и 3-я категории трещиностойкости) и по закрытию (2-я категория трещиностойкости), в) для выяснения случая расчета по деформациям – отсутствие или наличие трещин в растянутой зоне элементов, г) для проверки появления трещин в сжатой зоне сечения в период предварительного обжатия элемента, так как наличие таких трещин снижает трещиностойкость и жесткость элемента

2. Центрально-растянутые элементы. Образование нормальных трещин в предварительно напряженных центрально-обжатых элементах при центральном растяжении внешними нагрузками происходит только после того, как будет полностью погашено усилие предварительного обжатия бетона и преодолено его расчетное сопротивление $R_{bt\ ser}$ осевому растяжению (см рис 103) Усилие N_{crc}, воспринимаемое нормальными сечениями центрально-растянутых элементов перед образованием первых трещин, определяют из условия равновесия усилий, спроектированных на продольную ось элемента ($\sum x = 0$), при этом за внешнюю принимают силу N Для общего случая

$$N_{crc} = AR_{bt\ ser} + 2\alpha_s R_{bt\ ser}A_s + 2\alpha_{sp}R_{bt\ ser}A_{sp} + P, \tag{447}$$

где A, A_s, A_{sp} – соответственно площадь поперечного сечения элемента, ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, P – усилие предварительного обжатия бетона с учетом соответствующих потерь, $P =$

* Краткое наименование элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования соответственно 1-й и 2-й категорий

$= \gamma_{sp}\sigma_{sp}A_{sp}$, при отсутствии напрягаемой арматуры значение A_{sp}, а следовательно, и P принимают равными нулю, γ_{sp} — коэффициент точности предварительного натяжения арматуры [см формулу (75)]

В слабоармированных элементах образование трещин в растянутой зоне может совпадать с исчерпанием несущей способности элементов В этом случае нормы требуют увеличения A_s на 15% по сравнению с требуемой из расчета по прочности Для слабоармированных элементов в формуле (447) вместо $R_{bt\ ser}$ принимают 1, 2 $R_{bt\ ser}$

3. Изгибаемые, внецентренно сжатые н внецентренно растннутые элементы. Опытами установлено, что перед образованием трещин сечения изгибаемых (рис 134, *а*), внецентренно сжатых (рис 134, *б*) и внецентренно растянутых (рис 134, *в*) элементов испытывают напряженно-деформированное состояние по

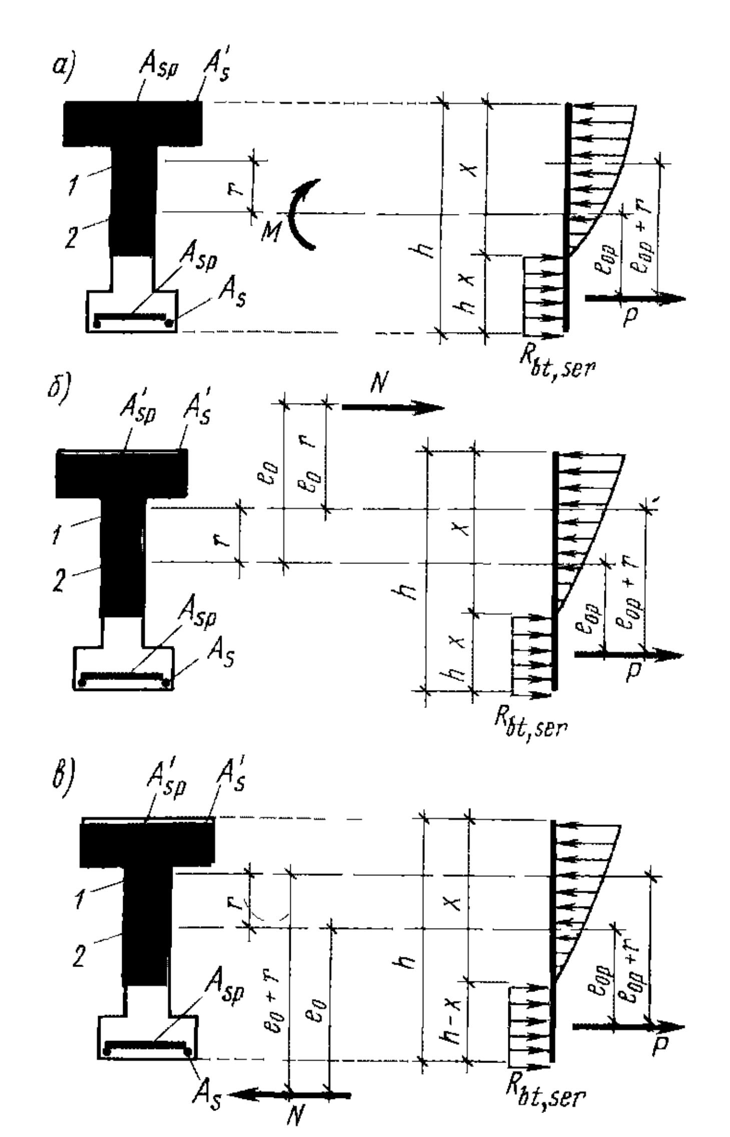


Рис 134 Схема усилий и напряжений в нормальном сечении при расчете по образованию трещин

стадии I (см рис. 78) Поэтому СНиП 2 03 01—84 рекомендует единую методику расчета для всех случаев при тех же исходных данных, что и для центрально-растянутых элементов, дополнительными исходными данными являются. 1) сечения после деформаций остаются плоскими, 2) напряжения в сжатой зоне сечения определяют с учетом неупругих деформаций бетона, 3) напряжения в арматуре сжатой зоны определяют напрягаемой — как сумму предварительного напряжения и приращения напряжения, соответствующего приращению деформаций волокон бетона на уровне рассматриваемой арматуры, ненапрягаемой — как сумму напряжений, обусловленных усадкой и ползучестью бетона, и напряжения, вызванного деформацией окружающего бетона

Существуют разные методики определения M_{crc} — момента перед образованием трещин* Нормы рекомендуют определять M_{crc} по способу ядровых моментов. Этот способ является условным расчетным приемом, так, действительные эпюры напряжений в растянутой и сжатой зонах отличаются от расчетных

● По этому способу условие трещиностойкости (445) принимает вид

$$M_r \leqslant M_{crc},$$

где M_r — ядровый момент внешних сил принимают равным

● для изгибаемых элементов (рис 134, *а*)

$$M_r = M, \tag{448}$$

где M — изгибающий момент от внешних нагрузок, определяемый по правилам строительной механики,

● для внецентренно сжатых элементов (рис 134, *б*)

$$M_r = N(e_0 - r), \tag{449}$$

где N — продольная сжимающая сила от внешних нагрузок, e_0, r — соответственно эксцентриситет внешней продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения и расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки *1*,

* Для краткости будем называть момент трещинообразования

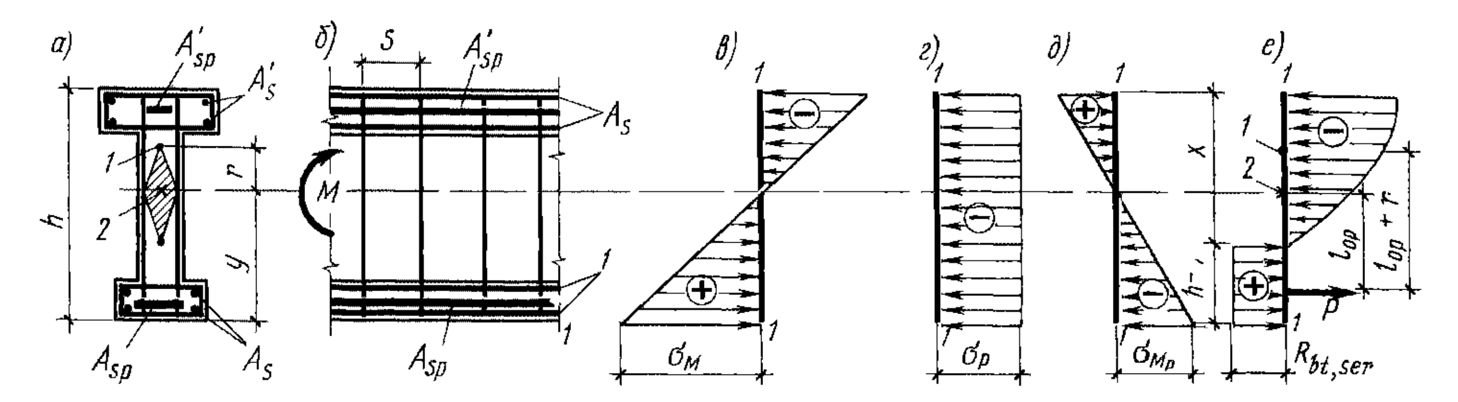


Рис 135 К расчету по образованию трещин изгибаемых элементов

● для внецентренно растянутых элементов (рис 134, *в*)

$$M_r = N(e_0 + r) \qquad (450)$$

На основании законов механики значение M_{crc} может быть принято равным сумме моментов всех внутренних усилий относительно ядровой точки *1* (рис 134, *а*, *б*, *в*) Например, для предварительно напряженного изгибаемого элемента (рис 135, *а*, *б*) момент трещинообразования M_{crc} будет равняться моментам внутренних сил от внешнего момента M (см рис 135, *в*) и силы предварительного обжатия бетона P (см рис 135, *г*, *д*) На рис 135, *е* приведена суммарная (расчетная) эпюра напряжений перед образованием трещин в растянутой зоне сечения от M и P На основании теории сопротивления упругих материалов нормальные напряжения на уровне крайнего растянутого волокна от указанных силовых воздействий могут быть найдены по формулам (знак «−» присвоен сжимающим напряжениям)

$$\sigma_M = -M/W_{red},\ \sigma_P = -P/A_{red},\ \sigma_{MP} = -M_p/W_{red} = -P\ e_{op}/W_{red}, \qquad (451)$$

где $W_{red} = I_{red}/y_0$ – приведенный момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала, y_0 – расстояние от нижнего растянутого волокна сечения элемента до центра тяжести приведенного сечения, A_{red}, I_{red} – соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения, $W_{red} = W_{red}/r$, r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки *1*

Суммарное напряжение в нижнем растянутом волокне приведенного сечения

$$\sigma_{bt} = \sigma_M - \sigma_P - \sigma_{MP} \qquad (452)$$

В соответствии с напряженно-деформированным состоянием стадии 1 напряжения σ_{bt} в растянутых волокнах принимают перед образованием трещин равным $R_{bt\ ser}$, тогда

$$R_{bt\ ser} = M/W_{red} - Pr/W_{red} - Pe_{op}/W_{red}, \qquad (453)$$

или, что то же самое,

$$R_{bt\ ser} W_{red} = M - Pr - Pe_{op} \qquad (454)$$

В момент трещинообразования в растянутой зоне изгибаемых элементов момент внутренних сил $M = M_{crc}$, тогда из уравнения (454) получим

$$M_{crc} = R_{bt\ ser} W_{red} + P(e_{op} + r) \qquad (455)$$

Учитывая, что в момент трещинообразования сечения работают с упругопластическим моментом сопротивления W_{pl}, окончательно получим

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r) = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}, \qquad (456)$$

где $R_{bt,ser} W_{pl} = M_b$ – момент, воспринимаемый бетоном нормального сечения в момент образования первых трещин в растянутой зоне элементов, $P(e_{op} + r) = M_{rp}$ – ядровый момент предварительного обжатия бетона

Формула (456) остается справедливой для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

При расчете по образованию начальных трещин в сжатой зоне сечения (растянутой усилием предварительного напряжения арматуры, см рис 136) используют условие

$$M_{crc} = R_{bt\ ser} W_{plt} - P_1(e_{op} - r_{inf}) = R_{bt\ ser} W_{plt} - M_{rp}, \qquad (457)$$

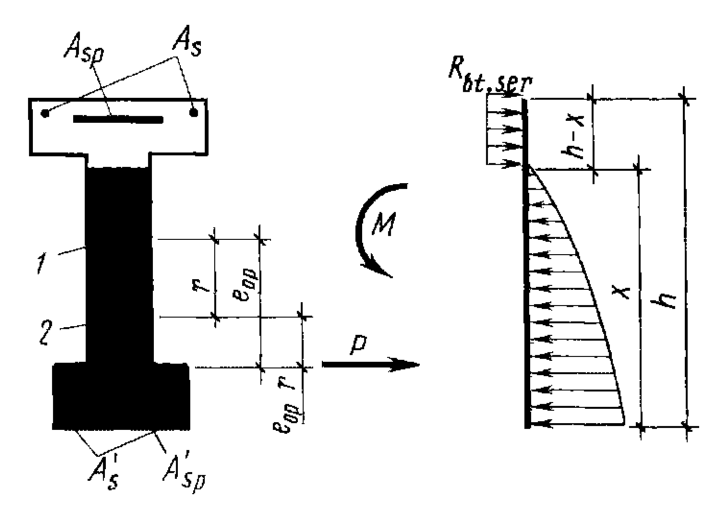


Рис 136 Схема усилий и напряжений в нормальном сечении при расчете по образованию трещин от действия усилия предварительного обжатия

1 – центр тяжести приведенного сечения, *2* – ядровая точка

где $R_{bt\ ser}$ – расчетное сопротивление бетона класса, численно равного передаточной прочности R_{bp}

Упругопластический момент сопротивления для крайнего растянутого волокна сечения

$$W_{plt} = \frac{2\,(I_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I'_{so})}{h - x} + S_{bo}, \qquad (458)$$

где I_{bo}, I_{so}, I'_{so} – соответственно моменты инерции относительно нулевой линии площади сжатой зоны сечения, площади арматуры S и S' растянутой и сжатой зон сечения элемента, S_{bo} – статический момент относительно той же оси площади бетона растянутой зоны; $h - x$ – расстояние от нулевой линии до нижнего волокна растянутой зоны сечения

Положение нулевой линии сечения определяют из условия

$$S'_{bo} + \alpha S'_{so} - \alpha S_{so} = \frac{(h - x)\,A_{bt}}{2}, \qquad (459)$$

где S'_{bo}, S'_{so}, S_{so} – соответственно статические моменты относительно нулевой линии площади бетона сжатой зоны сечения, площади арматуры S' и S сжатой и растянутой зон сечения, A_{bt} – площадь бетона растянутой зоны сечения

Для прямоугольных тавровых и двутавровых сечений условие (459) принимает вид

$$h - x = \bar{S}_{red}/\bar{A}_{red}, \qquad (460)$$

где $\bar{S}_{red}$ – статический момент площади приведенного сечения, вычисленный без учета площади бетона растянутых свесов, относительно растянутой грани, $\bar{A}_{red}$ – площадь приведенного сечения, вычисленная без учета половины площади бетона растянутых свесов

Момент сопротивления W_{pl} определяют по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \qquad (461)$$

где γ – коэффициент сечения, принимаемый по прилож 25

Значения r для внецентренно сжатых и изгибаемых предиарительно напряженных элементов принимают равными

$$r = \varphi\,(W_{red}/A_{red}), \qquad (462)$$

где $\varphi = 1{,}6 - \sigma_b/R_{b\ ser}$, $1 > \varphi > 0{,}7$, σ_b – максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисленное по приведенному сечению, как для упругого тела

Введение в формулу (462) коэффициента φ обусловливается неупругими деформациями бетона сжатой зоны сечения элемента, вызывающими искривление очертания эпюры нормальных напряжений

Для внецентренно растянутых элементов, если удовлетворяется условие

$$e_0 - e_{op} \leqslant \frac{R_{bt\ ser} W_{pl}}{P}, \qquad (463)$$

то

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2(\alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_s A_s + \alpha'_{sp}A'_{sp} + \alpha_s A'_s)} \qquad (464)$$

Если условие (463) не удовлетворяется, то r определяют по формуле (465)

Для изгибаемых элементов без предварительно напряженной арматуры и для внецентренно растянутых элементов, если не удовлетворяется условие (463),

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} \qquad (465)$$

Начальные трещины (до приложения внешних нагрузок), вызванные усилиями предварительного обжатия бетона или случайными воздействиями (при хранении, транспортировании или монтаже), существенно снижают величину момента трещинообразования M_{crc} Поэтому на участках элементов с начальными тре-

щинами в сжатой зоне сечения величину M_{crc} для зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, снижают на величину $\Delta M_{crc} = \theta M_{crc}$

Понижающий коэффициент

$$\theta = 1 - \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta}\right)(1 - \varphi_m) \leqslant 1 \qquad (466)$$

(при отрицательных значениях коэффициент $\theta = 0$),

$$\varphi_m = \frac{R_{bt\ ser} W_{plt}}{P_1(e_{op} - r_{inf}) \pm M_r} > 0,45, \qquad (467)$$

характеристика армирования

$$\delta = \frac{y_0}{h - y_0} \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_{sp} + A'_s}, \qquad (468)$$

но не более 1, 4 (для проволочной арматуры и стержней арматуры класса A-VI величину δ снижают на 15%), y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до грани, растянутой от действия внешней нагрузки

При проверке возможности исчерпания несущей способности одновременно с образованием трещин усилие, воспринимаемое сечением перед образованием трещин, определяют по формулам (447), (456) и (457) с заменой $R_{bt,ser}$ на 1,2 $R_{bt\ ser}$ и при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1$

Пример. Проверить отсутствие трещин в растянутой зоне внецентренно растянутого элемента (см рис 134, *в*) сечением $b \times h = 25 \times 28$ см, к трещиностойкости которого предъявляют 1-ю категорию требований, класс бетона B40 ($R_{bt,ser} = 2,1$ МПа), $A_{sp} = A_{sp} = 12,32$ см^2 (2 ∅ 28*A*-IV), приведенный момент инерции $I_{red} = 54\,750$ см^2, расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани $y_0 = 14$ см, площадь сечения $A_{red} = 852$ см^2, усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$, $P_2 = 800$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = 0$, продольная осевая растягивающая сила (при $\gamma_f = 1$) от всех нагрузок $N = 515$ кН, изгибающий момент от этих нагрузок $M = 2,25$ кН м

Решение. Начальный эксцентриситет

$$e_{ON} = \frac{M}{N} = \frac{2,25\ \ 10^6}{515\ \ 10^4} = 4,37 \text{ см}$$

Приведенный момент сопротивления

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{54\,750}{14} = 3900 \text{ см}^3$$

Из прилож 25 $\gamma = 1,75$ (для элемента прямоугольного сечения), тогда, по формуле (461),

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75\ \ 3900 = 6820 \text{ см}^3.$$

Проверяют условие (463)

$$e_0 - e_{op} = 4,37 \text{ см} > \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{P_2} =$$

$$= \frac{2,1\ \ 6\,820\,000}{800\,000} = 17 \text{ мм} = 1,7 \text{ см}.$$

Условие (463) не удовлетворяется, поэтому величину r определяют по формуле

$$r = W_{red}/A_{red} = 3900/852 = 4,57 \text{ см}$$

Из формулы (456)

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 800\,000\ \ 45,7 =$$
$$= 36,5\ \ 10^6 \text{ Н мм} = 36,5 \text{ кН м}$$

По формуле (450), момент внешней силы

$$M_r = N(e_0 + r) = 1\,030\,000(43,7 + 45,7) =$$
$$= 92\ \ 10^6 \text{ Н мм} = 92 \text{ кН м}$$

Проверяют условие трещинообразования (448)

$$M_r = 92\ \ 10^6 \text{ Н мм} > M_{crc} =$$
$$= R_{bt\ ser} W_{pl} + M_{rp} = 2,1\ \ 6\,820\,000 +$$
$$+ 36,5\ \ 10^6 = 50,2\ \ 10^6 \text{ Н мм} = 50,2 \text{ кН м}$$

Следовательно, в стадии эксплуатации в растянутой зоне элемента образуются трещины, и требуется проверка их ширины раскрытия

4. Расчет по образованию наклонных трещин. В наклонных сечениях железобетонных элементов возникает двухосное напряженное состояние, оказывающее влияние на прочностные характеристики бетона Принято считать, что трещины образуются под воздействием главных растягивающих напряжений σ_{mt} Поэтому образование наклонных трещин проверяют в местах наибольших значений σ_{mt} по длине элемента – в наиболее опасном сечении, по высоте сечения – по оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения Если центр тяжести приведенного таврового сечения располагается в полке, то расчет на образование трещин производят в опасном сечении по линии примыкания полки к ребру

При проверке образования наклонных трещин следует помнить, что в элементах

со слабоанкерованной на концах продольной или поперечной (наклонной) арматурой не исключается возможность разрушения элементов по наклонным сечениям вследствие продергивания концов арматуры Если применяют предварительно напряженную арматуру без анкеров, то учитывают снижение предварительного напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} на длине зоны передачи напряжения l_p путем умножения на коэффициент γ_{s5} (см СНиП 2 03 01 – 84, табл 24, п 5)

Наряду с главными растягивающими напряжениями σ_{mt} на трещиностойкость наклонных сечений существенное влияние оказывают и главные сжимающие напряжения σ_{mc} чем они выше, тем ниже способность бетона в перпендикулярном направлении сопротивляться растяжению Это особенно проявляется на бетонах высоких классов – В40 и выше

Нормы предполагают отсутствие наклонных трещин, если главные растягивающие напряжения удовлетворяют условию

$$\sigma_{mt} \leqslant \gamma_{b4} R_{bt\ ser}, \tag{469}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b\ ser}}{0{,}2 + \alpha_b B} \leqslant 1{,}0, \tag{470}$$

где γ_{b4} – коэффициент условий работы бетона, $\alpha_b = 0{,}01$ – для тяжелого бетона, 0,02 – для мелкозернистого, легкого и ячеистого бетонов, $\alpha_b B$ – принимают не более 0,3, В – класс бетона по прочности на сжатие

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне определяют по известной формуле (плоское напряженное состояние)

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 \pm \pm \sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)/2]^2 + \tau_{xy}^2}, \tag{471}$$

$$\sigma_x = P/A_{red} \pm P e_{op} y_0 / I_{red} \pm \pm M_{y_0}/I_{red}, \tag{472}$$

где σ_x – нормальное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия бетона на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, σ_y – нормальное сжимающее напряжение в бетоне от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил, распределенной нагрузки и усилия предварительного обжатия бетона вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней на площадке, параллельной продольной оси элемента, τ_{xy} – касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней

При отсутствии предварительно напряженной поперечной арматуры напряжения в бетоне от местного сжатия, возникающие вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил (рис 137), определяют, как для упругого тела

$$\sigma_y = \frac{F}{bh} \frac{\beta^2}{1{,}57} \left[\frac{3 - 2\beta}{(1 + \alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} \right] \tag{473}$$

(если σ_y получаются отрицательными, значит, они сжимающие), где F – сосредоточенная сила или опорная реакция, $\alpha = x/h$, $\beta = y/h$ – относительные координаты точки, для которой определяют величины местных напряжений; в месте приложения силы F $x = 0$ и $y = 0$, при этом ось x направлена параллельно продольной оси элемента, ось y – нормально к ней, местные напряжения σ_y учитывают по длине участка $x = 0{,}7h$ в обе стороны от точки приложения сосредоточенной силы F, при отсутствии предварительно напряженной поперечной арматуры

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_{red}}{(I_{red} b)}, \tag{474}$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, S_{red} – приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, I_{red} – приведенный момент инерции сечения, b – ширина элемента в рассматриваемом сечении на уровне рассматриваемого волокна

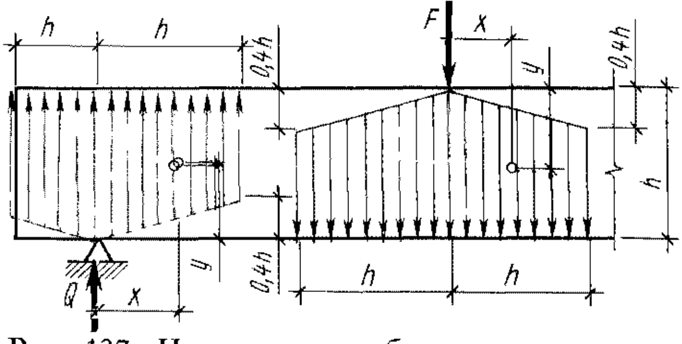


Рис 137 Напряжения в бетоне от местного сжатия

Напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} определяют по закону независимости действия сил, как для упругих материалов, за исключением касательных напряжений от действия крутящего момента, которые вычисляют по формулам для пластического состояния элемента

Напряжения σ_x и σ_y подставляют в формулу (471) со знаком «+», если они растягивающие, и со знаком «−» – если сжимающие Напряжения σ_{mc} в условии (469) принимают по абсолютной величине Проверку условия (469) производят в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечения

При расчете элементов с предварительно напряженной арматурой без анкеров необходимо учитывать снижение предварительного напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} на длине зоны передачи напряжения l_p посредством умножения на коэффициент условий работы арматуры γ_{s5} (см СНиП 2 03 01 – 84, табл 24, п. 5).

Расчет изгибаемых элементов по образованию наклонных трещин не производят, если соблюдается условие (200), в котором вместо R_{bt} принимают $R_{bt\,ser}$, т е если соблюдается условие $Q \leqslant 2{,}5R_{bt,ser}bh_0$

Подробный пример расчета наклонных сечений приведен в Пособии по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов (М , 1985)

§ 35. Расчет по раскрытию трещин

1. Общие сведения. Расчет по раскрытию трещин производят по стадии II напряженно-деформированного состояния элементов (см рис 78) на действие нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

Расчет производят для нормальных и наклонных сечений элементов, работающих на центральное и внецентренное растяжение, изгиб или внецентренное сжатие (случай 1 – большие эксцентриситеты) и к трещиностойкости которых предъявляют 2-ю или 3-ю категории требований Цель расчета сводится к определению теоретической величины раскрытия трещины a_{crc} и сравнению ее с допускаемой величиной $[a_{crc}]$, при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции Допускаемая ширина раскрытия трещин $[a_{crc}]$ зависит от категории требований к трещиностойкости элементов (см прилож 18)

Если теоретическая величина оказывается больше допускаемой, то увеличивают усилие предварительного обжатия бетона P_2, повышают класс бетона или увеличивают поперечные размеры сечения элемента

Изгибаемые и внецентренно сжатые элементы, указанные в прилож 18, п 3, по раскрытию трещин не рассчитывают, если процент армирования превышает для арматуры классов А-I и Вр-I – 1%, для арматуры классов А-II и А-III – 2%, а также при любых процентах армирования, если диаметр арматуры не превышает для классов А-I и А-II, – 22 мм, для класса А-III – 8 мм

Из-за неоднородности структуры бетона по длине элемента расстояния между трещинами могут отклоняться от средних значений в меньшую или большую сторону примерно в 1,5 раза Это препятствует разработке точных аналитических методов определения ширины раскрытия трещин

Ширина раскрытия a_{crc} нормальных трещин есть разность средних удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами l_{crc} (см рис 103)

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{bt\,m} l_{crc} \tag{475}$$

Средняя деформация растянутого бетона $\varepsilon_{bt,m}$ мала по сравнению со средней деформацией арматуры ε_{sm}, поэтому обычно в расчетах ее опускают, тогда

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} \tag{476}$$

Средняя деформация растянутой арматуры ε_{sm} на участке между трещинами меньше деформации арматуры в сечении с трещиной, поэтому принимают

$$\varepsilon_{sm}/\varepsilon_s = \psi_s < 1 \tag{477}$$

Подставив значение ε_{sm} в формулу (476), получим ширину раскрытия трещин

на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{crc} = \psi_s \varepsilon_s l_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc} \qquad (478)$$

Величина раскрытия трещин a_{crc} зависит от многих факторов класса и структуры бетона, класса арматуры, сцепления арматуры с бетоном, напряжения в арматуре σ_s в сечении с трещиной, расстояния между трещинами l_{crc} и др

Из формулы (478) видно, что чем чаще располагаются трещины (т е l_{crc} меньше), тем меньше ширина их раскрытия и наоборот

Расстояние между трещинами l_{crc} может быть найдено из условия, что разность усилий в арматуре ($\sigma_{s1} A_s$) в сечении с первой трещиной и в сечении, в которой должна образоваться смежная трещина ($\sigma_{s2} A_s$), должны уравновешиваться силами сцепления арматуры с бетоном на этом участке

$$\sigma_{s1} A_s - \sigma_{s2} A_s = \omega \tau S l_{crc}, \qquad (479)$$

где ω – коэффициент полноты эпюры сцепления, τ – максимальное напряжение сцепления арматуры с бетоном, S – периметры сечения арматуры $S = \pi d$

После несложных алгебраических преобразований формулу (479) можно записать в виде

$$l_{crc} = \delta \mu r \eta, \qquad (480)$$

где δ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона; μ – коэффициент армирования, η – коэффициент, характеризующий напряжения сцепления арматуры с бетоном, $\eta = R_{bt,ser}/(\omega\tau)$, r – гидравлический радиус арматуры, $r = A_s/S$

Подставив выражение l_{crc} в (478), получим

$$a_{crc} = \delta \eta \psi_s (\sigma_s / E_s) \mu r \qquad (481)$$

Теоретические значения величины раскрытия трещин, полученные по формуле (481), часто существенно отличаются от фактических значений Поэтому в расчетах по раскрытию трещин используют разные уточняющие коэффициенты Например, расстояние между трещинами можно определить по эмпирической зависимости $l_{crc} = \delta(\alpha_1 + \beta\alpha\mu)$, где δ, α_1, β – опытные коэффициенты

Тогда зависимость (481) принимает вид

$$a_{crc} = \delta_1 \delta_2 \quad \delta_n \frac{\sigma_s}{E_s} (\alpha_1 - \beta\alpha\mu) d^t, \qquad (482)$$

где δ_t, α_1, β – коэффициенты, получаемые статистической обработкой опытных данных

Для элементов, к которым предъявляют требования 3-й категории трещиностойкости, расчет по раскрытию трещин в общем случае производят два раза на непродолжительное и на продолжительное раскрытие трещин Для изгибаемых элементов при предельно допустимой ширине раскрытия трещин $a_{crc1} = 0{,}4$ мм и $a_{crc2} = 0{,}3$ мм расчет производят один раз если $M_l - M_{rp}/M_{tot} - M_{rp} \geqslant 2/3$, то проверяют продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_l, если $M_l - M_{rp}/M_{tot} - M_{rp} < 2/3$, то проверяют непродолжительное раскрытие трещин от действия момента M_{tot}

Ядровый момент предварительного обжатия бетона имеет то же значение, что и M_{rp} в формуле (456), при этом усилие предварительного обжатия вводят в формулу (456) с учетом всех потерь P_2, при наличии начальных трещин в сжатой зоне P_2 умножают на коэффициент $(1 - \theta)$, где θ определяют по формуле (466)

2. Расчет по раскрытию нормальных трещин. Сущность расчета сводится к определению ширины раскрытия трещин, сравнению ее с предельно допускаемой шириной (см прилож 18), определению условий (геометрические размеры, армирование, величина предварительного напряжения и др), соблюдение которых необходимо для ограничения ширины трещин

Нормы рекомендуют определять усредненную ширину раскрытия нормальных трещин (в мм) на уровне центра тяжести растянутой арматуры по эмпирической формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \qquad (483)$$

где δ – коэффициент, учитывающий вид силового воздействия для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов – 1,0, для растянутых элементов – 1,2, φ_l – коэффициент, учитывающий продолжи-

тельность действия нагрузки при кратковременных нагрузках постоянных и длительных – 1,0, при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок или многократно повторяющейся нагрузке для конструкций из бетонов тяжелого естественной влажности $\varphi_l = 1{,}6 - 15\mu$, а в водонасыщенном состоянии – 1,2, мелкозернистого группы А – 1,75, Б – 2, В – 1,5, легкого и поризованного – не менее 1,5, ячеистого – 2,5, η – коэффициент, характеризующий напряжения сцепления арматуры с бетоном· для стержней периодического профиля – 1,0, для проволоки классов Вр-I, Вр-II и канатов К-7 – 1,2, а для гладкой проволоки класса В-II – 1,4, σ_s – напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры S или приращение напряжений от действия внешней нагрузки (при наличии предварительного напряжения), μ – коэффициент армирования сечения без учета сжатых свесов полок,

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} \leqslant 0{,}02 \qquad (484)$$

Если $h_f < a$, то растянутые свесы b_f не учитывают, если во внецентренно растянутых элементах растягивающая сила $N_{tot} = N - P$ расположена между центрами тяжести арматуры S и S', то при определении μ рабочую высоту h_0 принимают от точки приложения силы N_{tot} до менее растянутой грани, при этом для центрально-растянутых элементов

$$\mu = \sum (A_{sp} + A_s)/(bh), \qquad (485)$$

$\sum (A_{sp} + A_s)$ – площадь всей продольной арматуры в поперечном сечении

Диаметр растянутой арматуры

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \quad + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \quad + n_k d_k}, \qquad (486)$$

где d_1, , d_k – диаметр стержней растянутой арматуры, если стержни расположены попарно, то принимают приведенный диаметр арматуры по формуле (117), n_1, , n_k – число стержней с диаметрами соответственно d_1, . , d_k

● Для центрально-растянутых элементов

$$\sigma_s = (N - P_2)/\sum (A_{sp} + A_s), \qquad (487)$$

где $\sum (A_{sp} + A_s)$ – площадь сечения всей продольной арматуры в поперечном

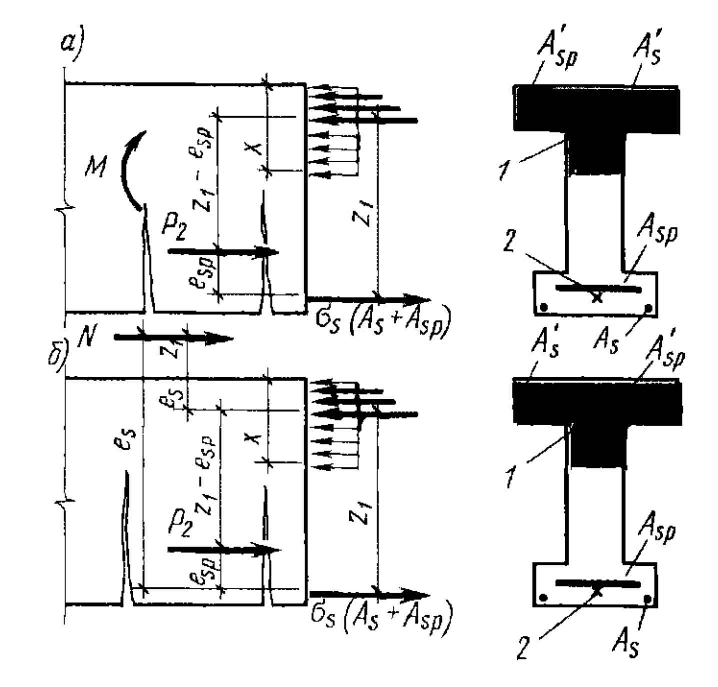


Рис 138 Схемы усилий и напряжений в нормальных сечениях элементов

а – при изгибе, *б* – при внецентренном сжатии, *1* – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, *2* – то же, в арматуре *S*

сечении элемента, для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов приращение напряжений в растянутой арматуре определяют из условия равновесия $\sum M = 0$ относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения;

● для изгибаемых элементов (рис 138, *а*)

$$\sigma_s = [M - P_2(z - e_{sp})]/[(A_{sp} + A_s)z], \qquad (488)$$

● для внецентренно сжатых элементов (рис 138, *б*)

$$\sigma_s = [N(e_s - z) - P_2(z - e_{sp})]/[(A_{sp} + A_s)z], \qquad (489)$$

● для внецентренно растянутых элементов (рис 139, *а*) при

$$e_{0\,tot} = (Ne_0 - P_2 e_{op})/(N - P_2) \geqslant 0{,}8h_0, \qquad (490)$$

а также, если $N < P_2$,

$$\sigma_s = \frac{[N(z \pm e_s) - P_2(z - e_{sp})]}{[(A_{sp} + A_s)z]}, \qquad (491)$$

● для внецентренно растянутых элементов при $0 < e_{0,tot} < 0{,}8h_0$ (рис. 139, *б*)

$$\sigma_s = \frac{[N(z_s \pm e_s) - P_2(z_s - e_{sp})]}{[(A_{sp} + A_s)z_s]}, \qquad (492)$$

где $z_s = h_0 - a'$ – расстояние между центрами тяжести арматуры S и S'; z – расстояние от центра тяжести площади сече-

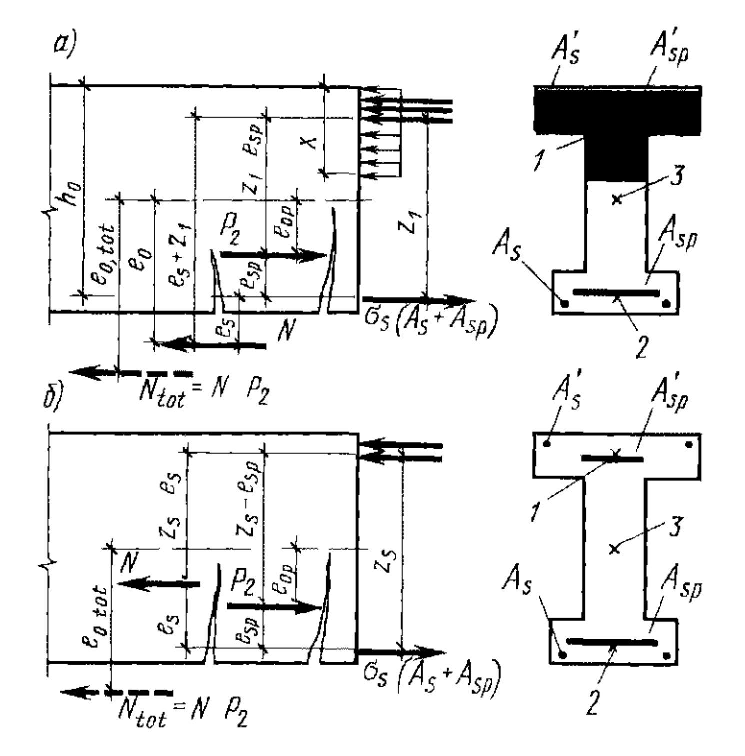


Рис 139 Схемы усилий и напряжений в нормальных сечениях элементов при внецентренном растяжении

а — при $e_{0,tot} > 0{,}8h_0$ *б* — при $e_{0,tot} < 0{,}8h_0$; *1* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения, *2* — то же, в арматуре S, *3* — центр тяжести площади приведенного сечения

ния арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной

В формулах (491) и (492) значение e_s принимают со знаком «—» при расположении растягивающей силы N между центрами тяжести арматуры S и S', со знаком «+» — при расположении силы N вне расстояния между арматурами S и S' Напряжения σ_s в элементах без напрягаемой арматуры определяют по формулам (487) (492), принимая $P = 0$

Плечо внутренней пары сил z определяют из условий равновесия $\sum x = 0$ и $\sum M = 0$ относительно центра тяжести растянутой арматуры или из отношения статического момента приведенного сечения S_{red} относительно того же центра тяжести к площади приведенного сечения A_{red}, т е

$$z = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{S_B + \alpha/\nu A_s'(h - a')}{(\varphi_f + \xi)bh_0},$$

после преобразований

$$z = h_0\left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0}\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right] \qquad (493)$$

(для внецентренно сжатых элементов принимают $z < 0{,}97e_{s\,tot}$)

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f' + A_s'(\alpha/2\nu)}{bh_0}, \qquad (494)$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5(\delta + \lambda)]/(10\mu\alpha)} \pm$$

$$\pm \frac{1{,}5 + \varphi_f}{11{,}5e_{s\,tot}/h_0 \mp 5} \leqslant 1, \qquad (495)$$

$$\delta = M_s/(bh_0^2 R_{b\,ser}), \qquad (496)$$

$$\lambda = \varphi_f\left[1 - (h_f'/2h_0)\right], \qquad (497)$$

$$\mu\alpha = (A_{sp}\alpha + A_s\alpha)/bh_0, \qquad (498)$$

где $\xi = x/h_0$ — относительная высота бетона сжатой зоны сечения, ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны (см табл 21), (верхние знаки во втором слагаемом принимают при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии N_{tot}), здесь β — коэффициент, учитывающий вид и класс бетона, принимают для тяжелого и легкого бетона — 1,8, для мелкозернистого бетона — 1,6, для ячеистого и поризованного бетона — 1,4, δ, λ — коэффициенты, $e_{s,tot}$ — эксцентриситет силы N_{tot} (формула 539) относительно центра тяжести площади сечения арматуры S, соответствует заменяющему моменту M [формула (541) или (542)]

$$e_{s\,tot} = |M/N_{tot}|, \qquad (499)$$

[для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов принимают $(e_{s,tot}/h_0) > 0{,}5$]

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулы (493) и (497) вместо h_f' подставляют значения $2a'$ или $h_f' = 0$ соответственно при наличии и отсутствии арматуры S'

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < h_f'/h_0$ производят, как для прямоугольных шириной b_f'

Если величина $\xi < a'/h$ [см формулу (494)], то принимают сжатую арматуру $S' = 0$ и по формуле (495) получают новое значение ξ без учета арматуры S'

В том случае, когда $M_r < M_{crc}$ (см формулу (445), в которой M_r определяют от постоянных и длительных нагрузок) и при действии полной нагрузки образуются трещины, величину σ_s при определении продолжительного раскрытия трещин

находят по формуле

$$\sigma_s = \sigma_{s\,crc}\left[(M_r - M_{rp})/(M_{crc} - M_{rp})\right], \quad (500)$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в арматуре при действии нагрузки, соответствующей моменту образования трещин, определяют по формулам (488) (492) и (494) с заменой M на M_{crc} и N на

$$N_{crc} = N\,(M_{crc}/M_r), \quad (501)$$

M_{rp} – момент при закрытии нормальных трещин, принимают по формуле (517)

В случае, когда $M_r \geqslant M_{crc}$ и $P_2 \geqslant 350 \times \times (A_{sp} + A_s)$, для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_s = \frac{M_s}{(A_{sp} + A_s)\,h_0}\,\varphi_{crc}, \quad (502)$$

где $M_s = M + P_2 e_{sp}$ – для изгибаемых элементов, $M_s = Ne_s + P_2 e_{sp}$ – для внецентренно сжатых элементов, φ_{crc} – см прилож 26

Для элементов 2-й категории трещиностойкости ширину раскрытия трещин определяют от суммарного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l = 1$

Ширину раскрытия трещин, вычисленную по формуле (483), корректируют в следующих случаях

● Если центр тяжести сечения стержней крайнего ряда арматуры S изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых при $e_{o\,tot} \geqslant 0{,}8h_0$ элементов отстоит от наиболее растянутого волокна на расстоянии $a_2 > 0{,}2h$, значение a_{crc} увеличивают умножением на коэффициент δ_a

$$\delta_a = \left[20\,(a_2/h) - 1\right]/3 \leqslant 3 \quad (503)$$

Это обусловлено тем, что при большей толщине защитного слоя бетона возрастает ширина раскрытия трещин

● Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов из тяжелого и легкого бетона при $\mu \leqslant 0{,}008$ величину a_{crc}, вычисленную по формуле (483), уменьшают умноженным на коэффициент φ_b, учитывающий работу растянутого бетона над трещиной,

$$\varphi_b = \varphi_f + \varphi_{l1} \leqslant 1, \quad (504)$$

$$\varphi_f = \frac{M_r - M_{crc}}{M_0 - M_{crc}} - \frac{M_0 - M_{rp}}{M_r - M_{rp}}, \quad (505)$$

где φ_f – коэффициент, учитывающий уровень нагружения, φ_{l1} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки при кратковременных нагрузках и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузках – 1, при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок

$$\varphi l_1 = 1{,}8\,(M_{crc}/M_r) \geqslant 1, \quad (506)$$

M_0 – момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы,

$$M_0 = M_{crc} + \psi b h_0^2 R_{bt,ser}; \quad (507)$$

$$\psi = 15\mu\alpha/\eta \leqslant 0{,}6$$

Если $M_r > M_0$, коэффициент φ_b не вычисляют, где M_r – момент от полной нагрузки, μ, η имеют те же значения, что и в формуле (483)

● Для элементов из легкого бетона классов B7,5 и ниже значения a_{crc} увеличивают на 20%

Теоретическая величина a_{crc} ширины раскрытия трещин, вычисленная по формуле (483), менее отличается от экспериментального значения по сравнению с данными других формул При расположении растянутой арматуры S в несколько рядов по высоте сечения напряжения σ_s в стержнях снижаются по мере их удаления от наиболее растянутой грани сечения Поэтому в формулу (483) подставляют средние значения σ_s Их получают посредством умножения напряжений σ_s, подсчитанных по формулам (488) (492), на понижающий коэффициент δ_h

$$\delta_n = (h - x - a_2)/(h - x - a_1), \quad (508)$$

где $x = \xi h_0$, ξ – см формулу (501), a_1, a_2 – расстояния от центра тяжести площади сечения всей арматуры S и крайнего ряда стержней до наиболее растянутого волокна бетона

Значение $(\sigma_s + \sigma_{sp})$, а при многорядной растянутой арматуре $(\delta_n\sigma_s + \sigma_{sp})$ принимают не более $R_{s,ser}$

При расчете ширины раскрытия трещин в элементах, имеющих начальные трещины в сжатой зоне сечения, значения силы P_2 снижают на величину ΔP, определяемую по формуле

$$\Delta P = \theta P, \quad (509)$$

где θ – см формулу (466)

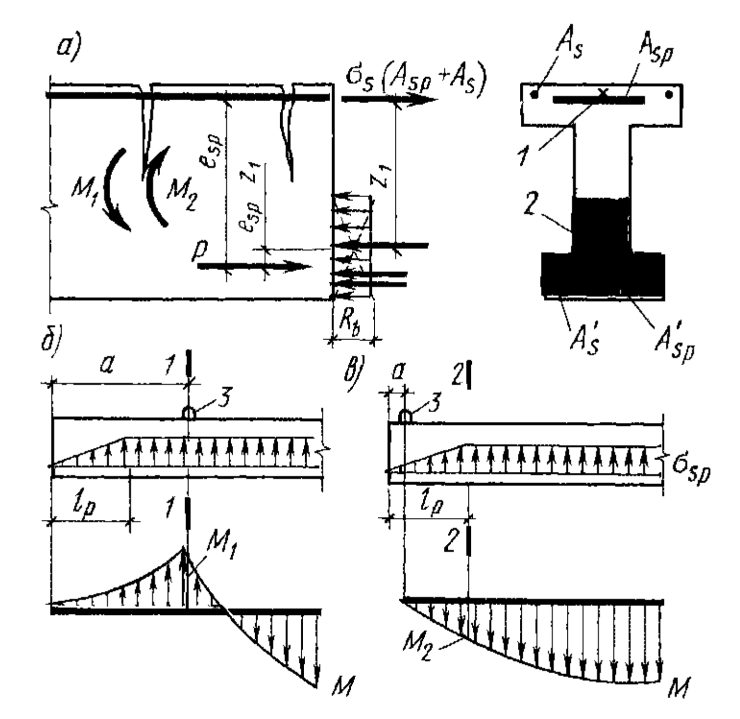


Рис 140 Схемы усилий и напряжений при предварительном обжатии бетона и расположение расчетных сечений по длине элементов

а – схема усилий и напряжений, *б* и *в* – расположение расчетных сечений по длине элементов; *1* – центр тяжести площади арматуры *S*, *2* – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне *3* – монтажная петля

Ширину раскрытия начальных трещин в сжатой зоне сечения (от действия внешних расчетных нагрузок) в стадии предварительного обжатия бетона силой P определяют по формуле (483), принимая значения μ и d для арматуры, расположенной в указанной зоне (рис 140, *а*) При этом напряжение в данной арматуре или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений

$$\sigma_s = [P_1(e_{sp} - z) \pm M]/[(A_{sp} + A_s)z], \quad (510)$$

где M – момент от внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления, за положительный принимают момент, растягивающий верхнюю грань элемента

Ширину раскрытия начальных трещин определяют от совместного кратковременного действия усилия P_1 и момента внешних сил Например, при действии момента от собственного веса элемента за расчетное принимают сечение в месте установки монтажной петли (рис 140, *б*), если расстояние a от петли (или от прокладки при складировании) до торца элемента существенно меньше l_p, то за расчетное принимают сечение в конце зоны анкеровки

Глубина начальных трещин h_{crc} в сжатой зоне сечения

$$h_{crc} = h - (1{,}2 + \varphi_m)\xi h_0 \leqslant 0{,}5h, \quad (511)$$

где φ_m – коэффициент, имеющий то же значение, что и в формуле (466), $\xi = x/h_0$ – относительная высота бетона сжатой зоны сечения (от действия силы P_1), принимаемая по формуле (495) Глубина начальной трещины h_{crc} должна быть не более $0{,}5h$, при большем значении h_{crc} необходимо увеличивать высоту сечения элемента или площадь сечения арматуры S'

Для элементов 3-й категории трещиностойкости ширину продолжительного раскрытия трещин определяют от действия постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l > 1$ Ширину непродолжительного раскрытия трещин определяют как сумму ширины продолжительного раскрытия и приращения ширины раскрытия трещин от действия кратковременных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l = 1$, т е по формуле

$$a_{crc} = a_{crc\,l}[1 + (\sigma_s/\sigma_{sl} - 1)/\varphi_l], \quad (512)$$

где $a_{crc,l}$ – ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок, σ_s и σ_{sl} – напряжение в арматуре соответственно от всех нагрузок и от постоянных и длительных нагрузок, определяемое по формулам (484) (492)

Пример. Требуется определить ширину продолжительного и непродолжительного раскрытия нормальных трещин во внецентренно растянутом элементе с размерами поперечного сечения $b \times h = 25 \times 28$ см от длительных и кратковременных нагрузок, $a = a' = 4$ см (см рис 139), бетон класса В40 ($R_{b,ser} = 29$ МПа, $E_b = 3{,}6 \cdot 10^4$ МПа), продольная сила от полной нагрузки (при $\gamma_f = 1$) $N = 1030$ кН, момент от полной нагрузки $M = 45$ кН м $= 45 \cdot 10^6$ Н мм, от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 980$ кН, $M_l = 30$ кН м $= 30 \cdot 10^6$ Н мм, $\sigma_{sp2} = 325$ МПа, $R_{s,ser} = 590$ МПа, $A_{sp} = A_{sp} = 12{,}32$ см^2, $E_s = 1{,}9 \cdot 10^5$ МПа (2 ∅ 28А-IV), $P_2 = \sigma_{sp2}(A_{sp} + A_{sp}) = 800$ кН ($\gamma_{sp} = 1$), 3-я категория требований к трещиностойкости

Решение. Полезная высота сечения $h_0 = h - a = 28 - 4 = 24$ см Начальный эксцентриситет полной продольной силы N

$e_{oN} = M/N = 45 \cdot 10^6/(1030 \cdot 10^3) = 43{,}7$ мм, то же, от длительных нагрузок

$e_{ol} = M_l/N_l = 30 \cdot 10^6/(980 \cdot 10^3) = 30{,}6$ мм,

$N_{tot} = N - P_2 = 1030 \cdot 10^3 - 800 \cdot 10^3 = 230\,000$ Н,

$N_{tot,l} = N_l - P_2 = 980 \cdot 10^3 - 800 \cdot 10^3 = 180\,000$ Н

Начальный эксцентриситет равнодействующей силы

$e_{o\,tot} = M/N_{tot} = 45 \cdot 10^6/(230 \cdot 10^3) = 196$ мм $> 0{,}8h_0 = 0{,}8 \cdot 240 = 192$ мм (см рис 139, *а*),

$e_{o\,tot\,l} = M_l/N_{tot\,l} = 30 \cdot 10^6/(180 \cdot 10^3) = 167$ мм $< 0{,}8h_0 = 0{,}8 \cdot 240 = 192$ мм (см рис 139, *б*)

Продолжительное раскрытие трещин определяют по формуле (483) Так как $e_{ol\,tot} < 0{,}8h_0$, то приращение напряжения в арматуре σ_s определяют по формуле (492)

Эксцентриситет силы N (рис 139, *б*) при $y_0 = h/2 = 280/2 = 140$ мм,

$e_s = y_o - a - e_{ol} = 140 - 40 - 30{,}6 = 69{,}4$ мм

Эксцентриситет силы P_2

$e_{sp} = y_o - a = 140 - 40 = 100$ мм,

$z_s = h_0 - a = 240 - 40 = 200$ мм,

$$\sigma_s = \frac{N_l(z_s - e_s) - P_2(z_s - e_{sp})}{A_{sp} z_s} = \frac{980 \cdot 10^3 (200 - 69{,}4) - 800 \cdot 10^3 (200 - 100)}{1232 \cdot 200} = 200 \text{ МПа}$$

Расчетные коэффициенты

$\mu = A_{sp}/(bh_0) = 1232/(250 \cdot 240) = 0{,}021 > 0{,}02$,

принимают $\mu = 0{,}02$,

$\varphi_l = 1{,}6 - 15\mu = 1{,}6 - 15 \cdot 0{,}02 = 1{,}3$, $\eta = 1$,

$\delta = 1{,}2$ (поскольку $N > P_2$), тогда

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta(\sigma_s/E_s)20(3{,}5 - 100\mu)\sqrt[3]{d} = 1{,}2 \cdot 1{,}3 \times 1[200/(1{,}9 \cdot 10^5)] \cdot 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02)\sqrt[3]{28} = 0{,}136 \text{ мм},$$

т е продолжительное раскрытие трещин меньше предельно допустимого $a_{crc\,2} = 0{,}3$ мм

Непродолжительное раскрытие трещин определяют по формуле (512), принимая $a_{crc\,l} = 0{,}136$ мм, $\sigma_{sl} = 200$ МПа и $\varphi_l = 1{,}3$.

Для определения σ_s находят значение z по формуле (493) Предварительно вычисляют расчетные характеристики

$e_s = y_0 - a - e_0 = 140 - 40 - 43{,}7 = 56{,}3$ мм,

$M_s = P_2 e_{sp} - N e_s = 800 \cdot 10^3 \cdot 100 - 1030 \cdot 10^3 \times 56{,}3 = 22 \cdot 10^6$ Н мм,

$\delta = M_s/(bh_0^2 R_{b\,ser}) = 22 \cdot 10^6/(250 \cdot 240^2 \cdot 29) = 0{,}055$,

$$e_{s\,tot} = \left|\frac{M_s}{N_{tot}}\right| = \frac{22 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^3} = 96 \text{ мм},$$

$\alpha = E_s/E_b = 1{,}9 \cdot 10^5 = 36 \cdot 10^4 = 5{,}28$,

$\mu = A_{sp}/(bh_0) = 1232/(250 \cdot 240) = 0{,}021$,

$\mu\alpha = 0{,}021 \cdot 5{,}28 = 0{,}11$, $\nu = 0{,}45$,

$\varphi_f = [(\alpha/2\nu) A'_{sp}]/(bh_0) = [(5{,}28/0{,}45 \cdot 2) \cdot 1232]/(250 \cdot 240) = 0{,}12$,

$\lambda = \varphi_f(1 - a'/h_0) = 0{,}12(1 - 4/24) = 0{,}1$,

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + [1 + 5(\delta + \lambda)]/(10\mu\alpha)} = \frac{1{,}5 + \varphi_f}{11{,}5(e_{s\,tot}/h_0) + 5} = \frac{1}{1{,}8 + [1 + 5(0{,}055 + 0{,}1)]/(10 \cdot 0{,}11)} - \frac{1{,}5 + 0{,}12}{11{,}5 + 9{,}6/24 + 5} = 0{,}14$$

Так как $\xi = 0{,}14 < a'/h_0 = 4/24 = 0{,}167$, то определяют значение ξ по формуле (495), принимая $A_{sp} = 0$, $\varphi_f = 0$, $\lambda = 0$,

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + (1 + 5\delta)/(10\mu\alpha)} = \frac{1{,}5}{11{,}5(e_{s,tot}/h_0) + 5} = \frac{1}{1{,}8(5 \cdot 0{,}055/10 \cdot 0{,}11)} - \frac{1{,}5}{11{,}5(9{,}6/24) + 5} = 0{,}2,$$

так как $\varphi_f = 0$, по формуле (493) имеем

$z = h_0(1 - 0{,}5\xi) = 240(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}2) = 216$ мм

По формуле (491),

$$\sigma_s = [N(z - e_s) - P_2(z - e_{sp})]/A_{sp}z = \frac{[1030 \cdot 10^3(216 - 56{,}3) - 800 \cdot 10^3(216 - 100)]}{(1232 \cdot 216)} = 270 \text{ МПа}$$

Поскольку

$\sigma_{sp2} + \sigma_s = 325 + 270 = 595$ МПа ≈ 590 МПа,

отсутствие неупругих деформаций в арматуре обеспечено

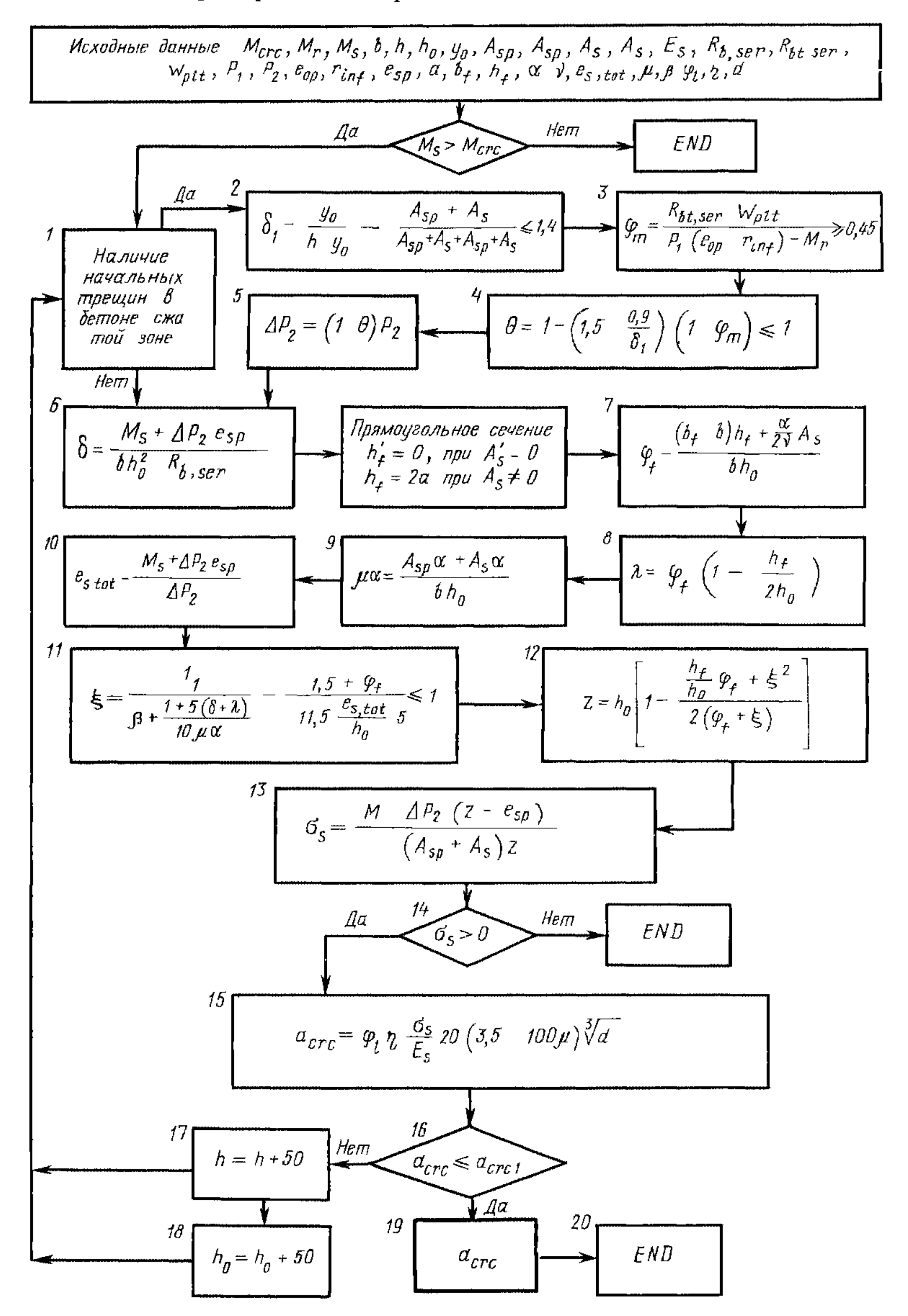
$a_{crc} = a_{crc\,l}[1 + (\sigma_s/\sigma_{sl} - 1)/\varphi_l] = 0{,}136[1 + (270/200 - 1)/1{,}3] = 0{,}189$,

что меньше предельного допустимого значения $a_{crc1} = 0{,}4$ мм

Далее приведена примерная блок-схема 3 определения ширины раскрытия нормальных трещин в изгибаемых предиарительно напряженных элементах

2. Расчет по раскрытию наклонных трещин. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин производят во всех случаях, когда не соблюдается условие (214) Расче-

Блок-схема 3 **Определение ширины раскрытия нормальных трещин в изгибаемых предварительно напряженных элементах**



ту подлежат сечения, отстоящие от опоры на расстоянии $l \geqslant h_0$

На ширину раскрытия наклонных трещин наибольшее влияние оказывает поперечная арматура (хомуты и отгибы) С увеличением ее количества ширина раскрытия наклонных трещин уменьшается Влияние продольной арматуры на раскрытие наклонных трещин незначительно При армировании элементов вертикальными хомутами ширину раскрытия наклонных трещин определяют по эмпирической формуле

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0{,}6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s(d_w/h_0) + 0{,}15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (513)$$

где φ_l – коэффициент, зависящий от вида нагрузок и класса бетона, принимают равным

для кратковременных нагрузок и постоянных и длительных нагрузок непродолжительного действия – 1, для многократно повторяющейся нагрузки и постоянных и длительных нагрузок продолжительного действия для тяжелого бетона естественной влажности – 1,5, то же, в водонасыщенном состоянии – 1,2, то же, мелкозернистого бетона группы А – 1,75, то же, группы Б – 2, то же, группы В и легкого бетона – 1,5, то же, ячеистого бетона – 2,5,

η – коэффициент, принимаемый для поперечной арматуры классов A-I – 1,3, A-II, A-III – 1, Вр-I – 1,2, α, μ_w – то же, что и в формуле (200), d_w – диаметр хомутов, σ_{sw} – напряжение в хомутах

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} S \leqslant R_{s\,ser}, \quad (514)$$

здесь Q – наибольшая поперечная сила от внешней нагрузки на рассматриваемом участке элемента, Q_{b1} – наибольшая поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры, определяют по формуле (249) с заменой R_{bt} на $R_{bt,ser}$, при этом $R_{bt\,ser}$ не должно превышать значения, соответствующего бетону класса В30, при этом коэффициент φ_{b4} снижают умножением на 0,8,

Расчет производят для наиболее опасного наклонного сечения Для элементов из легких бетонов классов В7,5 и ниже значение a_{crc}, вычисленное по формуле (513), увеличивают умножением на коэффициент 1,3

Если вместо поперечных стержней устанавливают поперечные сетки (шаг и диаметр продольных стержней по высоте сечения тот же, что и шаг и диаметр поперечных стержней), то величину a_{crc}, подсчитанную по формуле (513), уменьшают в 1,5 раза Это обусловлено тем, что поперечные и продольные стержни воспринимают растягивающие усилия в наклонном сечении совместно

§ 36. Расчет по закрытию трещин

1. Общие сведения. В целях нормальной эксплуатации конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, необходимо обеспечивать надежное закрытие нормальных и наклонных трещин после снятия кратковременных нагрузок Это обусловлено тем, что для коррозии арматуры таких конструкций наиболее опасно продолжительное раскрытие трещин

Расчет по закрытию трещин производят когда в элементах от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке $\varphi_f > 1$ образуются трещины

2. Расчет нормальных трещин. Надежное закрытие нормальных трещин после снятия кратковременных нагрузок возможно только при соблюдении следующих требований

● от действия кратковременных, постоянных и длительных нагрузок (при $\gamma_f = 1$) трещины должны быть обжаты напряжениями $\sigma_b \geqslant 0{,}5$ МПа Величину σ_b определяют, как для упругого тела, от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P_2

$$\sigma_b = [P_2(e_{op} + r) - M_r]/W_{red} \geqslant 0{,}5 \text{ МПа} \quad (515)$$

Это требование соблюдается, если выполняют условие

$$M_r \leqslant M_{orp}, \quad (516)$$

$$M_{orp} = P_2(e_{op} + r) - 0{,}5 W_{red}, \quad (517)$$

где M_{orp} – момент, воспринимаемый нормальным сечением при закрытии трещин (для краткости – момент закрытия трещин), M_r – момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку r, наиболее удаленную от растянутой грани, для изгибаемых элементов $M_r = M$, для внецентренно сжатых элементов

$$M_r = N(e_0 - r), \quad (518)$$

для внецентренно растянутых элементов

$$M_r = N(e_0 + r), \quad (519)$$

$$r = W_{red}/A_{red}, \quad (520)$$

W_{red} – приведенный момент сопротивления, определяемый, как для упругого материала,

● в напрягаемой арматуре S от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (при $\gamma_f = 1$) не долж-

ны возникать необратимые деформации, что обеспечивают соблюдением условия

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leqslant 0{,}8R_{s\ ser}, \qquad (521)$$

где σ_s – приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия внешних нагрузок, определяемое по формулам (487) (492)

Для участков элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне, значение σ_{sp} в формуле (521) умножают на коэффициент, равный $(1 - \theta)$, а значение P_2 при определении момента M_{orp} умножают на коэффициент, равный 1,1 $(1 - \theta)$, но не более 1, где θ определяют по формуле (466)

3. Расчет наклонных трещин. Надежное закрытие наклонных трещин возможно только при условии, когда при действии постоянных и длительных нагрузок оба главных напряжения σ_{mt} и σ_{mc} формула (471) являются сжимающими, при этом величина каждого напряжения должна быть не менее 0,5 МПа Главные напряжения определяют для наиболее опасных мест на уровне центра тяжести приведенного сечения и в месте примыкания полки таврового сечения к стенке Указанное требование обеспечивают с помощью предварительно напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней) Требуемую величину сжимающего напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{yp} = 0{,}5 + [\tau_{xy}^2/(\sigma_x - 0{,}5)] - \sigma_{y\ loc}, \qquad (522)$$

где σ_x, τ_{xy}, $\sigma_{y,loc}$ определяют по формулам (472) (474), значения σ_x, $\sigma_{y,loc}$ подставляют в формулу (522) со знаком «+», если они сжимающие, и со знаком «–», если они растягивающие

§ 37. Расчет по деформациям

1. Общие сведения. В целях получения наиболее экономичной и относительно легкой конструкции целесообразно принимать размеры ее поперечного сечения наименьшими, а рабочую арматуру – из высокопрочной стали Деформации (прогибы, амплитуды колебаний, углы поворота) таких конструкций часто недопустимы Расчет по деформациям железобетонных конструкций так же необходим, как и расчет по прочности или трещиностойкости Сущность расчета по деформациям сводится к определению величин деформаций, которые могут иметь место в элементах проектируемых конструкций в процессе их длительной эксплуатации и сравнению полученных данных с допустимыми предельными величинами (см прилож 19) Предельные прогибы конструкций, не предусмотренных в прилож 19, не должны превышать $^1/_{150}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли

Соблюдение предельных прогибов гарантирует от появления в элементах конструкций чрезмерных деформаций, при которых эксплуатация конструкций будет затруднена или невозможна даже при достаточной ее прочности и трещиностойкости

Так как к моменту достижения предельных деформаций не возникает еще опасности разрушения конструкций, расчеты по деформациям ведут на действие нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$

Жесткости железобетонных элементов в одном и том же сечении до и после появления в растянутой зоне трещин различны. Поэтому методика расчета по деформациям элементов, не имеющих трещин, отличается от методики расчета элементов, имеющих трещины в растянутой зоне

Предварительно напряженные конструкции вследствие позднего образования трещин в растянутых зонах имеют повышенную изгибную жесткость по сравнению с аналогичными ненапрягаемыми конструкциями Поэтому деформации предварительно напряженных конструкций значительно меньше по сравнению с аналогичными ненапрягаемыми конструкциями, чрезмерное уменьшение размеров поперечного сечения предварительно напряженных элементов может недопустимо понизить их изгибную жесткость, и эксплуатация таких элементов становится невозможной из-за невыполнения требований предельных состояний второй группы (по деформациям) Это особенно касается конструкций 3-й категории трещиностойкости, в растянутых зонах которых образуются трещины Вот почему расчет по деформациям для предварительно напряженных элементов является не менее важным, чем для элементов с ненапрягаемой арматурой

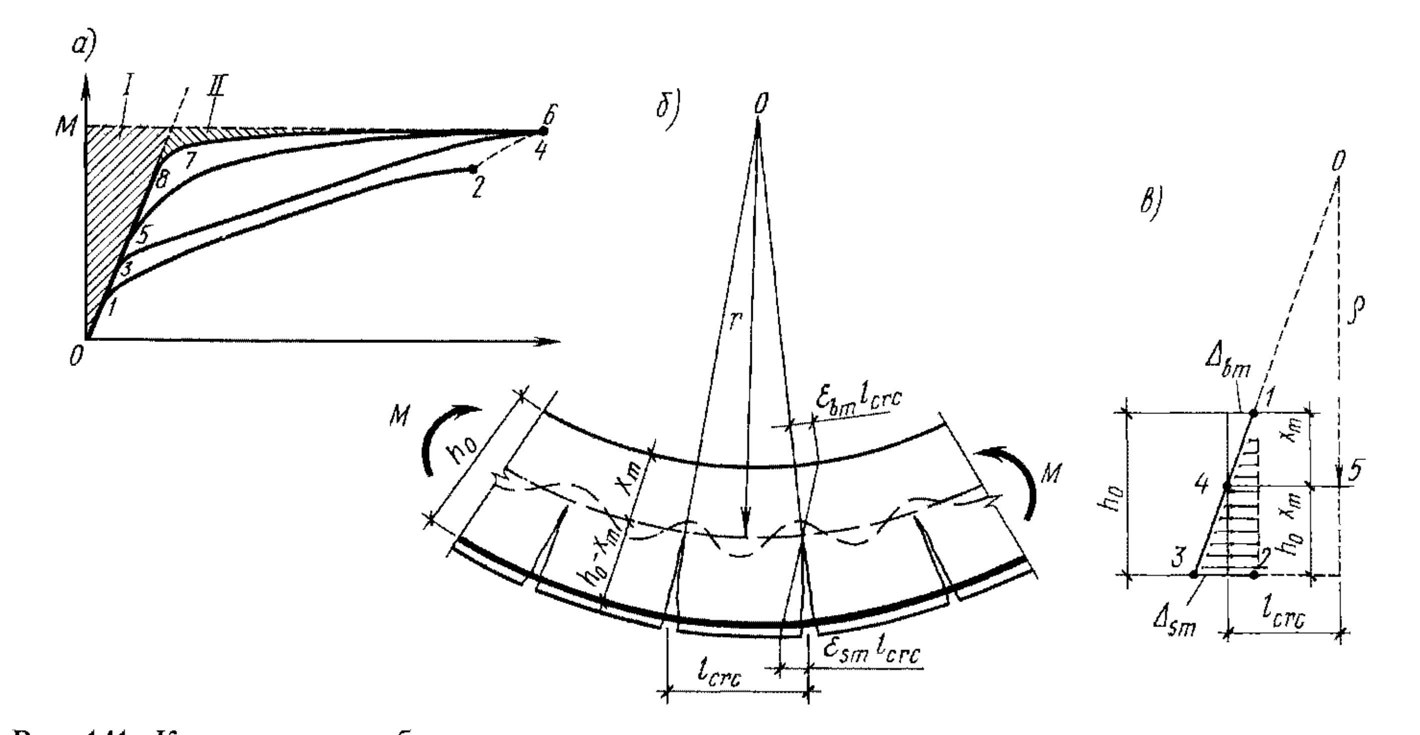


Рис 141 К расчету прогибов элементов

а – схема прогибов преднапряженных элементов, *б* – схема деформированного состояния при изгибе, *в* – эпюра деформаций, *I* – область упругих деформаций, *II* – область пластических деформаций

Прогибы предварительно напряженных элементов изменяются в широких пределах в зависимости от степени сцепления арматуры с бетоном, величины предварительного обжатия бетона и наличия трещин в бетоне элементов На рис 141,*а* приведена схема изменения прогиба свободно опертого изгибаемого элемента от внешней кратковременной и постепенно возрастающей нагрузки

● Кривая *0–1–2* характеризует изменение прогиба элемента с малым предварительным напряжением арматуры, при нарушенном или слабом ее сцеплении с бетоном и при возникновении трещин в растянутой зоне до приложения внешней нагрузки Точка *1* соответствует моменту погашения предварительного обжатия бетона После погашения обжатия бетона начинается активное образование и раскрытие трещин в растянутой зоне и увеличение прироста прогибов элемента

● Кривая *0–3–4* показывает изменение прогиба элемента с ненапрягаемой арматурой, имеющей надежное сцепление с бетоном Точка *3* соответствует моменту образования трещин в растянутой зоне элемента Кривая *0–3–4* показывает, что в элементах с ненапрягаемой арматурой после образования трещин в растянутой зоне начинается интенсивное увеличение необратимых прогибов Это наблюдается и в растянутой зоне предварительно напряженных конструкций, хотя форма кривой существенно изменяется возрастает упругий прогиб и момент, соответствующий образованию трещин в растянутой зоне элемента

● Кривая *0–5–6* означает изменение прогиба элемента с достаточно высоким предварительным напряжением арматуры Она характерна тем, что момент образования трещин, соответствующий точке *5*, не приводит к резкому перелому кривой прогиба Если в этом элементе еще более повысить предварительное напряжение арматуры, то получим кривую *0–7–6*, показывающую дальнейший рост момента трещинообразования и упругого прогиба

● Кривая *0–8* показывает, что прочность слабоармированных предварительно напряженных элементов исчерпывается в момент образования первых трещин в растянутой зоне элемента

Приведенные данные показывают, что до образования первых трещин в растянутой зоне, а в элементах с начальными трещинами в растянутой зоне до погашения предварительного обжатия бетона на грани сечения прогибы железобетонных элементов близки к прогибам элементов из упругого материала Их определяют по правилам строительной механики с использованием уравнения изогнутой оси

элемента

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_x}{EI_x} = \left(\frac{1}{r}\right)_x \qquad (523)$$

Интегрируя эти уравнения, получим прогиб

$$f = \iint \left(\frac{1}{r}\right)_x dx + C_x + D,$$

где C и D – постоянные интегрирования

Следовательно, прогибы (углы поворота) железобетонных элементов можно рассчитывать по правилам сопротивления упругих материалов (как для сплошного упругого тела с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон), если в стадии эксплуатации в растянутых зонах элементов трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (конструкции 1-й категории трещиностойкости) или они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок (конструкции 2-й категории трещиностойкости)

При образовании трещин в растянутой зоне элементов в стадии эксплуатации (конструкции 3-й категории трещиностойкости) их прогибы рассчитывают также по правилам сопротивления упругих материалов, но с учетом пластических деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры Этот учет осуществляют посредством отыскания фактической кривизны элементов Кривизну отсчитывают от начального состояния элементов (до их предварительного обжатия) Поэтому особенность методики расчета деформаций железобетонных элементов заключается в определении их фактической кривизны

2. Кривизна элементов без трещин в растянутой зоне. К элементам, не имеющим трещин в растянутой зоне, относятся предварительно напряженные конструкции 1-й и 2-й категорий трещиностойкости и конструкции со слабым армированием, прочность которых исчерпывается с образованием трещин в растянутой зоне

Для участков изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов, в растянутых зонах которых в стадии эксплуатации нормальные трещины не образуются либо они закрыты, кривизны определяют как для сплошного упругого тела (по стадии I напряженно-деформированного состояния, см рис 78) Отсутствие трещин устанавливают расчетом элементов по образованию трещин (см § 35), а надежное их закрытие (2-й категории трещиностойкости) – расчетом по закрытию трещин (см § 37)

Полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \qquad (524)$$

$$(1/r)_1 = M_{sh}/B = M_{sh}/(\varphi_{b1}E_bI_{red}),$$

$$(1/r)_2 = M_l/B = \varphi_{b2}M_l/(\varphi_{b1}E_bI_{red}), \qquad (525)$$

$$(1/r)_3 = Pe_{op}/(\varphi_{b1}E_bI_{red}), \qquad (526)$$

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b)/h_0, \qquad (527)$$

где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ – кривизны соответственно от кратковременных и постоянных длительных временных нагрузок (без учета усилия P); M_{sh}, M_l – момент соответственно от кратковременных и от постоянных длительных нагрузок, B – изгибная жесткость железобетонного элемента, как для упругого материала, $B = \varphi_{b1}E_bI_{red}$, φ_{b1} – коэффициент, учитывающий снижение жесткости сечения вследствие кратковременной ползучести бетона, принимают 0,85 – для тяжелого, мелкозернистого, легкого на мелком плотном заполнителе и ячеистого бетона, 0,7 – для легкого на пористом заполнителе и поризованного бетона, φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элементов без трещин, принимают по табл 19, $(1/r)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом потерь, например, в стадии эксплуатации, $(1/r)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия P, ее определяют, как тангенс угла наклона эпюры деформаций от усадки и ползучести бетона, ε_b, ε'_b – относительные деформации усадки и ползучести бетона, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона (на рис 142 этим деформациям соответствует участок *1* *2*), $\varepsilon_b = \sigma_{sb}/E_s$, $\varepsilon_b = \sigma'_{sb}/E_s$, σ_{sb} – принимают численно равным сумме потерь σ_l предварительного

Таблица 19 **Значения коэффициента** φ_{b2}

Длительность действия нагрузки	Конструкции из бетона			
	тяжелого, поризованного легкого, ячеистого	мелкозернистого группы		
		А	Б	В
Непродолжительное действие нагрузки	1	1	1	1
Продолжительное действие нагрузки при влажности воздуха окружающей среды				
40 75%	2	2,6	3,0	2,0
менее 40%	3	3,9	4,5	3,0

напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона для арматуры растянутой зоны (см § 14), σ'_{sb} – то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона

Для элементов без предварительного напряжения значения кривизны $(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ принимают равными нулю

Величину потерь напряжений σ_l принимают равной сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона (см § 14), для арматуры $S - \sigma_l = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$, σ'_l – то же, напрягаемой арматуры S', если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона (т е σ'_l определяют как при наличии, так и отсутствии арматуры в сжатой зоне)

При определении σ_l и σ'_l напряжения в бетоне σ_b находят по формуле (90) соответственно на уровне центра тяжести арматуры S и крайнего сжатого волокна бетона Если в зоне, растянутой от действия усилия P, образуются трещины, то в формуле (527) принимают $\varepsilon'_b = 0$, а значения $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ увеличивают на 15%, $(1/r)_4$ – на 25%

Принимают $(1/r)_3 + (1/r)_4 \geqslant \varphi_{b2}Pe_{op}/ /\varphi_{b1}E_bI_{red}$, где φ_{b1}, φ_{b2} имеют то же значение, что и в формуле (525)

На участках, где образуются нормальные трещины, в зоне, сжатой от действия усилий P, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, величины кривизн $(1/r)_1$, $(1/r)_2$, $(1/r)_3$, входящие в формулу (524), увеличивают на 20% Полную кривизну $(1/r)$ [формула (524)] получают по упрощенной схеме образования кривизны (рис 142, *а*)

Под воздействием $M_1 = P_1e_{op}$ балка выгибается, т е приобретает кривизну

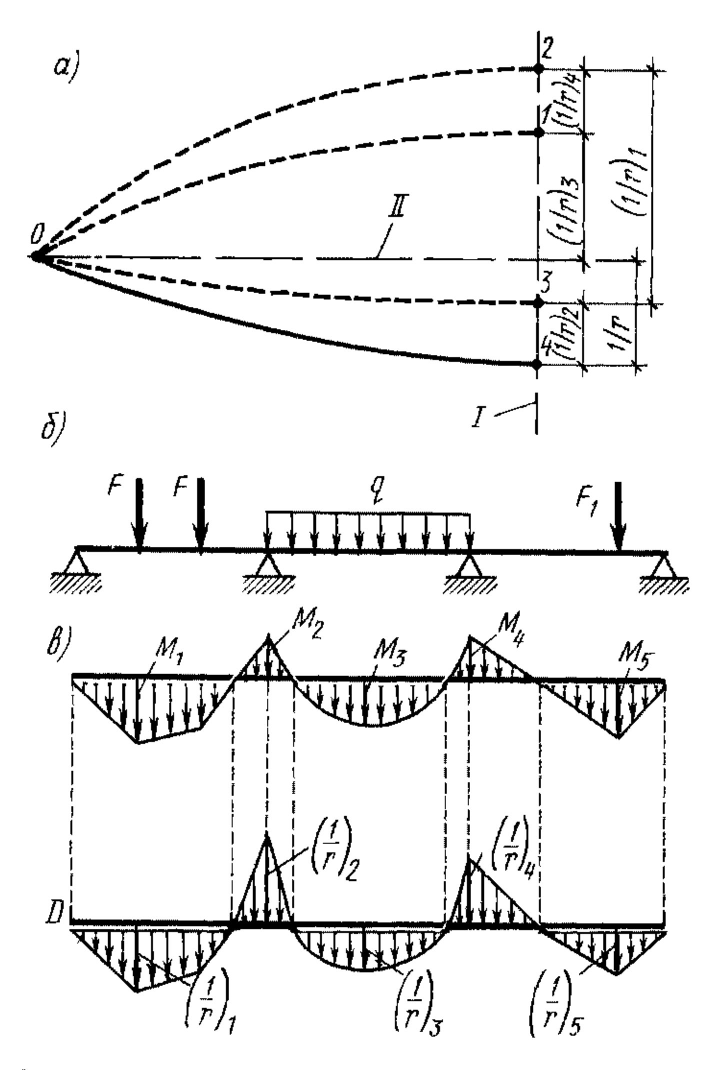


Рис 142 К расчету кривизны элементов

а – схема кривизны предварительно напряженного элемента, *б* – схема расположения нагрузки *в* – эпюра изгибающих моментов от внешней нагрузки, *г* – эпюра кривизны *I* – ось симметрии, *II* – линия, проходящая через верх опор элемента

$(1/r)_3$ (см линию $0-1$ на рис 142, *а*) Из-за усадки и ползучести бетона, снижения сцепления арматуры с бетоном и других факторов усилие обжатия с течением времени уменьшается до значения P_2 (с учетом проявления всех потерь), а кривизна возрастает на $(1/r)_4$ (см линию $0-2$)

При загружении балки изгибающим моментом M от внешних сил, постепенно возрастающим от 0 до своего расчетного значения, кривизна уменьшается до нуля (линия *II*), а затем образуется прогиб балки, т е появляется кривизна другого знака

Если полная внешняя нагрузка действует непродолжительно, то кривизна балки $(1/r)_1$ другого знака может возрастать до линии $0-3$ Если же часть внешней нагрузки будет продолжительной, то кривизна $(1/r)_2$ от ее воздействия возрастает дополнительно до линии $0-4$

Полная кривизна $(1/r)$, отсчитываемая от линии, проходящей через верх опор, будет равна сумме кривизн от непродолжительно $(1/r)_1$ и продолжительно действующих нагрузок $(1/r)_2$ за вычетом кривизны от предварительного обжатия балки силой P $(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ [формула (524)]

3. Кривизна элементов с трещинами в растянутой зоне. К элементам, работающим с трещинами в растянутой зоне, относят железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженные конструкции 3-й категории трещиностойкости (изгибаемые, внецентреино растянутые, внецентренно сжатые) Даже для элементов постоянного сечения, имеющих трещины в растянутой зоне, кривизна не остается постоянной по длине элементов Она меняется в зависимости от характера действующей нагрузки и напряженного состояния элемента Точный учет изменения кривизны $(1/r)$ по длине элемента значительно усложняет расчетные выкладки и приводит к громоздким расчетным формулам Для практических расчетов принимают, что кривизна $(1/r)$ каждого участка элемента постоянного сечения, вычисленная для наиболее напряженного (расчетного) его поперечного сечения на участке с изгибающим моментом одного знака, изменяется пропорционально изменению изгибающего момента на всей длине этого участка (см рис 142, *д*) Эти допущения равносильны тому, что жесткость B вычисляют для наиболее напряженного сечения и далее принимают постоянной Расчетную кривизну элемента определяют по стадии II напряженно-деформированного состояния, т е с учетом нелинейных деформаций бетона сжатой зоны и с учетом образования и раскрытия трещин в растянутой зоне

В конце стадии II (см рис 79) предварительное напряжение арматуры полностью погашается, поэтому при определении полной кривизны элемента $(1/r)$ кривизну от выгиба элемента усилием P_2 не учитывают Необратимую кривизну $(1/r)$, обусловленную выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона, вычитают из полной кривизны элемента

За кривизну элементов с трещинами в растянутой зоне принимают отношение сумм средних деформаций крайнего волокна бетона сжатой зоны сечения Δ_{bm} и продольной растянутой арматуры Δ_{sm} к рабочей высоте сечения (см рис 141, *в*) Такое значение кривизны получают из подобия треугольников $1-2-3$ и $0-5-4$ Например, для участка балки между трещинами l_{crc} имеют в стадии эксплуатации средние деформации растянутой арматуры $\Delta_{sm} = \varepsilon_{sm} l_{crc}$, а деформации бетона сжатой зоны сечения $\Delta_{bm} = \varepsilon_{bml\ crc}$

Тогда

$$l_{crc}/r = (\Delta_{sm} + \Delta_{bm})/h_0 = [(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{crc}]/h_0 \quad (528)$$

Разделив равенство (528) на l_{crc}, получают основное уравнение средней кривизны элемента (уравнение изогнутой оси)

$$(1/r) = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_0 \quad (529)$$

Для упругих материалов имеют следующую зависимость между кривизной и внешней нагрузкой

$$(1/r) = M/(EI) \quad (530)$$

Следовательно, задача определения кривизны железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне в стадии эксплуатации сводится к отысканию зависимости $\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}$ с изгибающим моментом и жесткостью

В соответствии со схемой усилий и напряжений изгибаемого элемента (рис 143) имеют краевое сжимающее

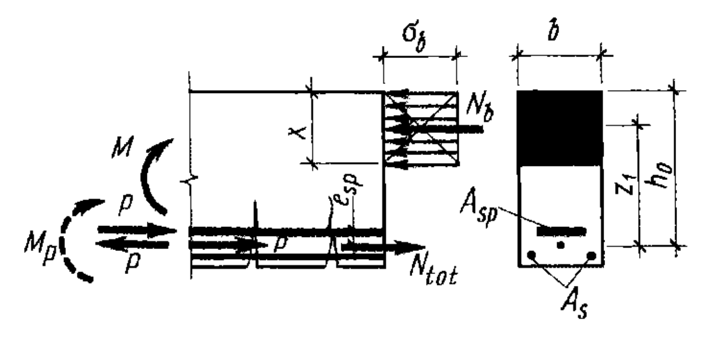


Рис. 143 Схема усилий и напряжений при изгибе предварительно напряженного элемента

напряжение бетона

$$\sigma_b = \varepsilon_b E'_b = (\varepsilon_{bm}/\psi_b)\, \nu_e E_b, \tag{531}$$

где ψ_b – коэффициент неравномерности деформаций (напряжений) крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами, принимаемый для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов классов B7,5 – 0,9, легкого классов B7,5 и ниже и ячеистого – 0,7, при многократно повторяющейся нагрузке, независимо от вида и класса бетона – 1, $\nu_e = \varepsilon_e/\varepsilon$ – коэффициент, характеризующий отношение упругой части деформаций крайнего сжатого волокна к его полной деформации, $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{cr}$, здесь ε_{cr} – деформации ползучести, принимают v_e при кратковременном действии нагрузки – 0,45, при длительном действии нагрузок 1) в условиях эксплуатации конструкций при влажности воздуха окружающей среды выше 40 % – 0,15, 2) то же, 40 % и ниже – 0,1

Приращение напряжений σ_s в арматуре от внешней нагрузки

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = (\varepsilon_{sm}/\psi_s)/E_s, \tag{532}$$

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)(e_{s,tot}/h_0)} \leqslant 1, \tag{533}$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt\ ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} \leqslant 1, \tag{534}$$

$$\psi_s = 0{,}5 + \varphi_l (M/M_{ser}), \tag{535}$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций арматуры между трещинами, для элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона и двухслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов по формуле (533), а для однослойных конструкций из ячеистого бетона без предварительного напряжения по формуле (535), φ_{ls} – коэффициент, учитывающий профиль арматурных стержней и длительность действия нагрузки (см табл 20), $e_{s,tot}$ – эксцентриситет, при этом $e_{s,tot}/h_0 \geqslant 1{,}2/\varphi_{ls}$, φ_m – коэффициент, если конструкцию выполняют без предварительного напряжения арматуры, то принимают $\varphi_m^2 = 1$, φ_l – коэффициент принимают при непродолжительном действии нагрузки для арматуры периодического профиля – 0,6, то же, для гладкой арматуры – 0,7, при продолжительном действии нагрузки независимо от профиля арматуры – 0,8, M_{ser} – момент, воспринимаемый сечением элемента из расчета по прочности при расчетных сопротивлениях арматуры и бетона для предельных состояний второй группы

Таблица 20 **Значения коэффициента** φ_{ls}

Длительность действия нагрузки	Класс бетона	
	выше B7 5	B7,5 и ниже
1 Непродолжительное		
при стержневой арматуре гладкой	1	0,7
периодического профиля	1,1	0,8
при проволочной арматуре	1	0,7
2 Продолжительное (независимо от вида арматуры)	0,8	0,6

Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, значение коэффициента принимают $\psi_s = 0$

В предварительно напряженных элементах действия моментов M и M_{tot} целесообразно объединить одним моментом M_s Для этого на уровне равнодействующей усилий N_{tot} в арматуре S прикладывают противоположно направленные силы N_{tot}, вследствие чего получают $M_{tot} = N_{tot} e_{sp}$ того же направления, что и расчетный момент M Тогда

$$M_s = M + N_{tot} e_{sp}, \tag{536}$$

для внецентренно растянутых элементов

$$M_s = N e_s \pm N_{tot} e_{sp}, \tag{537}$$

при этом знак определяется направлением вращения моментов за положительные принимают моменты, вызывающие растяжение в арматуре S Следовательно, под M_s понимают момент относительно оси,

нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры S от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения и от усилия предварительного обжатия P

Из условия равновесия $\sum M = 0$ (относительно центра тяжести бетона сжатой зоны сечения, см рис 143)

$$M_s - N_{tot}z = (A_{sp} + A_s)\sigma_s z =$$

$$= (A_{sp} + A_s)(\varepsilon_{sm}/\psi_s) E_s z, \qquad (538)$$

$$N_{tot} = P \pm N, \qquad (539)$$

где N_{tot} — равнодействующая усилий обжатия P и внешних продольных сил N для изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов, знак «+» принимают при сжимающей силе, а «−» — при растягивающей силе, z — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной [определяют по формуле (493)]

Из формулы (538)

$$\varepsilon_{sm} = \frac{M_s\psi_s}{(A_{sp} + A_s)E_s z} - \frac{N_{tot}\psi_s}{(A_{sp} + A_s)E_s} \qquad (540)$$

Из условия равновесия $\sum M = 0$ [относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре S, см рис (141)]

$$M_s = A_{bc}\sigma_b z = A_{bc}(\varepsilon_{bm}/\psi_b)\nu E_b z, \qquad (541)$$

где A_{bc} — приведенная площадь бетона сжатой зоны сечения

Для общего случая с учетом φ_f [формула (494)] и ξ [формула (495)]

$$M_s = A_{bc}(\varepsilon_{bm}/\psi_b)\nu E_b z(\varphi_f + \xi), \qquad (542)$$

отсюда

$$\varepsilon_{bm} = M_s\psi_b/[A_{bc}\nu E_b z(\varphi_f + \xi)] \qquad (543)$$

Подставив значения деформации ε_{sm} и ε_{bm} из уравнений (540) и (543) в уравнение (529), получают выражение кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{o\ tot} \geq 0{,}8h_0$ [см условие (490)] элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений в стадии эксплуатации

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_s}{h_0 z}\left[\frac{\psi_s}{E_{sp}A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi)bh_0 E_f \nu}\right] - \frac{N_{tot}\psi_s}{h_0(E_{sp}A_{sp} + E_s A_s)}, \qquad (544)$$

где φ_f — коэффициент, определяемый по формуле (494), ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый по табл 21

Уравнение (544) можно записать в виде

$$(1/r) = (M_s/B) - \{(N_{tot}\psi_s)/[h_0(E_{sp}A_{sp} + E_s A_s)]\}, \qquad (545)$$

$$B = \frac{h_0 z}{\psi_s/(E_{sp}A_{sp} + A_s E_s) + \psi_b/(A_{bc}\nu E_b)},$$

где B — жесткость железобетонного элемента с ненапрягаемой арматурой при изгибе

При определении кривизны элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне элементов значение N_{tot} снижают путем умножения на коэффициент, равный $(1 - \theta)$, где θ принимают по формуле (466) При условии $\xi < a/h_0$ арматура S' из работы сечения выключается и величины φ_f, ξ, z и $(1/r)$ определяют без арматуры S'

Таблица 21 **Значения коэффициента** ν

Длительность действия нагрузки	Конструкция из бетона					
	тяжелого и легкого	поризованного	мелкозернистого группы			ячеистого
			А	Б	В	
Непродолжительное действие нагрузки	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Продолжительное действие нагрузки при влажности воздуха окружающей среды.						
40 75%	0,15	0,07	0,1	0,08	0,15	0,2
ниже 40%	0,10	0,04	0,07	0,05	0,10	0,7

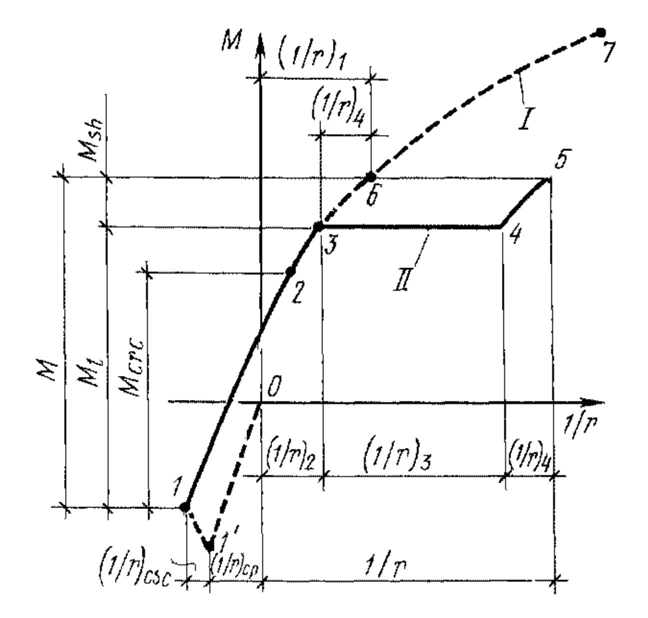


Рис 144 Схема нарастания кривизны в элементах с трещинами в растянутой зоне
I – непродолжительное действие нагрузки· *II* – продолжительное действие нагрузки

Полную кривизну $(1/r)$ для участка элемента с трещинами в растянутой зоне получают на основе графической зависимости между нагрузками (M) и кривизнами (рис 144) Обжатие балки силой $P_1\,(M_{rp} = P_1 e_{op})$ вызывает начальную кривизну балки $(1/r)_{cp}$, противоположную по знаку кривизне от внешних нагрузок (точка *1'*) На полную кривизну $(1/r)$ кривизна $(1/r)_{cp}$ влияния не оказывает, так как в стадии III она погашается вследствие погашения предварительных напряжений арматуры Потери предварительного напряжения снижают M_{rp} до величины $P_2 e_{op}$ $(M_{rp2} = P_2 e_{op})$, а кривизна балки за счет деформаций усадки и ползучести бетона возрастает на $(1/r)_{csc}$ (см точку *1*) При постепенном возрастании момента M от непродолжительного действия всех нагрузок до значения M_{crc}, вызывающего образование трещин в растянутой зоне, кривизна балки меняет знак и увеличивается (линия *1–2*) При дальнейшем увеличении изгибающего момента до расчетного M (при $\gamma_f = 1$) кривизна балки возрастает до значения $(1/r)_1$ (см точку *6*) и будет соответствовать кривизне балки без напрягаемой арматуры

При возможном увеличении внешней нагрузки зависимость между моментом M и кривизной $(1/r)$ будет выражаться кривой *6–7* Зависимость между длительной частью полной нагрузки M_l и кривизной $(1/r)$ выражается ломаной кривой *1–2–3–4*, отрезок которой *3–4* определяет прирост кривизны на величину $(1/r)_l$ за счет длительной нагрузки При этом начальная (кратковременная) величина кривизны от длительной части нагрузки составит $(1/r)_2$, если считать от начала координат (точка *O*) Полное значение кривизны от длительной части нагрузки, отсчитываемое от начала координат, составит $(1/r)_3$

Непродолжительная часть полной нагрузки, соответствующая изгибаемому моменту $M_{sh} = M - M_l$, вызовет прирост кривизны элемента на значение $(1/r)_4$, характеризуемое отрезком *4–5* или *3–6* Полная кривизна

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_{csc}, \qquad (546)$$

где $(1/r)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, $(1/r)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_{csc}$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона [см формулу (527)]

Кривизны $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ определяют по формуле (544), при этом $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ вычисляют при значениях ψ_s и ν, отвечающих непродолжительному действию нагрузки, а кривизна $(1/r)_3$ – при ψ_s и ν, отвечающих продолжительному действию нагрузки Если значения $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ оказываются отрицательными, то их принимают равными нулю

Кривизна от длительной нагрузки может в 2 3 раза превосходить кривизну от кратковременной нагрузки Это обусловлено постепенным развитием деформаций ползучести бетона и арматуры и другими факторами

Для элементов, выполняемых без предварительного напряжения, усилие P принимают равным нулю

4. Прогиб элементов. Прогиб элементов определяют по интегральному выражению метода сил

$$f_m = \int_0^l M_x (1/r)_x = dx, \qquad (547)$$

где M_x – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в том же сечении по направле-

нию искомого прогиба, $(1/r)_x$ – полная кривизна элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб

При определении прогиба по формуле (547) интегрирование производят по длине пролета l Точная функция кривизны по длине элемента в результате его переменной жесткости получается весьма сложной, а вычисления громоздкими Поэтому при определении прогибов используют разнообразные приближенные методы Для изгибаемых элементов при $l/h < 10$ учитывают влияние поперечных сил на прогиб элементов В этом случае полный прогиб f_{tot} равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба f_m и деформацией сдвига f_q

$$f_q = \int_0^l Q_x \gamma_x \, dx, \qquad (548)$$

где Q_x – поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной в сечении, где определяют прогиб, γ_x – деформация сдвига,

$$\gamma_x = \frac{1{,}5 Q_x \varphi_{b2}}{G b h_0} \varphi_{crc}, \qquad (549)$$

здесь Q_x – поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки, G – модуль сдвига, φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона (см табл СНиП 2 03 01 – 84), φ_{crc} – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига, принимаемый равным на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные трещины, – 1, на участках, где имеются только наклонные трещины, – 4,8, на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные трещины,

$$\varphi_{crc} = \frac{3 E_b I_{red}}{M_x} (1/r)_x \qquad (550)$$

M_x и $(1/r)_x$ – соответственно момент от внешней нагрузки и полная кривизна в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб

Для сплошных балочных плит толщиной менее 25 см с трещинами в растянутой зоне значения прогибов, вычисленные по формуле (547), повышают умножением на коэффициент

$$\varphi = \left(\frac{h_0}{h_0 - 0{,}7} \right)^3 \leqslant 1{,}5, \qquad (551)$$

где h_0 – в см

Прогибы изгибаемых элементов постоянного сечения заведомо меньше предельно допустимых, если влажность воздуха окружающей среды выше 40% и соблюдается условие

$$l/h_0 \leqslant \lambda_{lim}, \qquad (552)$$

где λ_{lim} – граничное отношение пролета элемента к рабочей высоте сечения (см прилож 27), табличные значения λ_{lim} отвечают длительному действию равномерно распределенной нагрузки на свободно опертую балку при предельно допустимом прогибе, равном $^1/_{200}$ Например, если предельно допустимые прогибы (см прилож 19) меньше $^1/_{200}$, то значения λ_{lim} уменьшают в 1,5 раза при $f/l = 1/300$ и в 2 раза при $f/l = 1/400$

Если нагрузка отличается от равномерно распределенной, то значения коэффициента λ_{lim} увеличивают умножением на отношение $[(5/48)\,\rho_m]$, где ρ_m – характеристика нагрузки, принимаемая по прилож 28 в зависимости от схемы загружения

Для изгибаемых элементов при $l/h \geqslant 10$ полный прогиб принимают равным прогибу f_m, обусловленному деформацией изгиба

Прогиб f_m изгибаемых элементов определяют следующим образом

а) для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки,

$$f_m = (1/r)_m \rho_m l^2, \qquad (553)$$

где $(1/r)_m$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом, вычисляют по формуле (524) при отсутствии трещин в растянутой зоне и по формуле (546) при их наличии, ρ_m – характеристика нагрузки, принимаемая по прилож 28

Для середины пролета формула (553) с учетом формулы (546) приобретает вид

$$f_m = \left\{ \rho_m \left[\left(\frac{1}{r}\right)_m + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] - \frac{1}{8} \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] \right\} l^2, \qquad (554)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — см в формулах (526) и (527),

б) для элементов с защемленными опорами

$$f_m = \left\{\left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m - 0{,}5\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{l_0} + \left(\frac{1}{r}\right)_{r_0}\right]\left(\frac{1}{8} - \rho_m\right)\right\} l^2, \qquad (555)$$

где $(1/r)_m$, $(1/r)_{l_0}$, $(1/r)_{r_0}$ — кривизна элемента соответственно в середине пролета, на левой и на правой опорах, ρ_m — то же, что и в формуле (553), принимают как для элементов с шарнирными опорами,

в) если прогиб, определенный по пункту «а», превышает допустимый, то нормы рекомендуют его значение уточнить за счет учета жесткости на участках без трещин по длине свободно опертых балок (рис 145)

$$f_m = \left\{\varphi_1\left(\frac{1}{r}\right)_m + (\rho_m - \varphi_1)\left(\frac{1}{r}\right)_{tot\ el} - \varphi_2\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]\right\} l^2, \qquad (556)$$

где φ_1, φ_2 — коэффициенты, определяемые по прилож 29 в зависимости от вида нагрузки и величины отношения M_{crc}/M, M — изгибающий момент в середине пролета от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, $(1/r)_3$, $(1/r)_4$ — то же, что и в формулах (526) и (527), $(1/r)_{tot\ el} = M/(\varphi_{b1}E_bI_{red})$ — кривизна элемента в середине пролета от заданной нагрузки, определяемая как для сплошного упругого тела

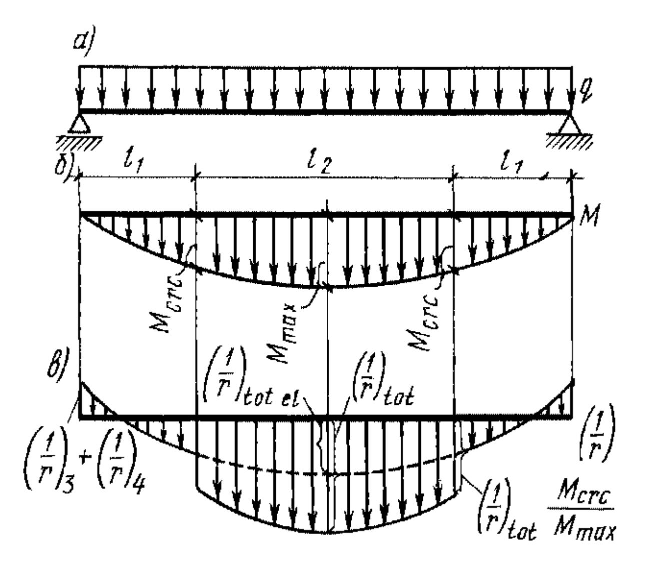


Рис 145 Элементы с трещинами в растянутой зоне

а — расчетная схема *б* — эпюра изгибающих моментов M, *в* — эпюра кривизны $1/r$, l_1 — участки без трещин l_2 — участки с трещинами

Более точно значение f_m определяют по формуле (547) за счет учета участков без трещин и переменной жесткости на участке с трещинами;

г) для элементов переменного сечения, когда элементы и нагрузка симметричны относительно середины пролета,

$$f_m = \frac{l^2}{216}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_0 + 6\left(\frac{1}{r}\right)_1 + 12\left(\frac{1}{r}\right)_2 + 8\left(\frac{1}{r}\right)_m\right], \qquad (557)$$

где $(1/r)_0$, $(1/r)_1$, $(1/r)_2$, $(1/r)_m$ — кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $^1/_6$ от опоры, на расстоянии $^1/_3$ от опоры и в середине пролета, знаки принимают согласно эпюре кривизн (см рис 142)

§ 38. Каменные элементы конструкций

Расчеты по образованию трещин и по деформациям для каменных и армокаменных конструкций производят на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций при $e_0 > 0{,}7y$ производится на воздействие расчетных нагрузок Если появление и раскрытие трещин в швах кладки не является опасным для прочности и устойчивости конструкций (внутренние перегородки, ненесущие стены), то расчет выполняют на воздействие нормативных нагрузок

● Расчет по образованию и раскрытию трещин (швов кладки) необходимо производить в следующих случаях а) для внецентренно сжатых элементов конструкций при $e_0 > 0{,}7y$ расчет производят на воздействие расчетных нагрузок, б) для смежных конструктивных элементов, работающих совместно и выполненных из материалов с различными деформативными характеристиками, или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах, в) для сооружений, в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин или ограничивается их раскрытие

(резервуары, силосы), г) для самонесущих стен, связанных с каркасами и работающих на поперечный изгиб

В основу расчета положены следующие положения а) распределение напряжений во внецентренно сжатом сечении линейное, как для упругого тела, б) учет работы растянутой зоны сечения, при этом напряжения в ней принимают равными условному краевому напряжению растяжения

Проверку внецентренно сжатых неармированных сечений на образование и раскрытие трещин производят по формуле

$$N \leqslant \frac{\gamma_r R_{tb} A}{[A(h-y)e_0/I]-1}, \qquad (558)$$

где γ_r – коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин (швов кладки), принимаемый по прилож 30, R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению, y – расстояние от центра тяжести сечения до крайнего сжатого волокна, I – момент инерции сечения

Расчет по деформациям производят для элементов конструкций, на поверхностях которых по условиям эксплуатации не допускается появление трещин Расчет выполняют на нормативные нагрузки, прикладываемые к элементу конструкции после нанесения на его поверхность облицовочных покрытий

Относительные деформации растянутых оштукатуренных поверхностей неармированной кладки не должны превышать величин относительных деформаций ε_u, приведенных в прилож 31 Расчет по деформациям производят для стадии упругой работы материала кладки при разных случаях напряженного состояния

При осевом растяжении

$$N \leqslant EA\varepsilon_u, \qquad (559)$$

при изгибе

$$M \leqslant EI\varepsilon_u/(h-y), \qquad (560)$$

при внецентренном сжатии

$$N \leqslant \frac{EA\varepsilon_u}{A(h-y)e_0/I-1}, \qquad (561)$$

при внецентренном растяжении

$$N \leqslant \frac{EA\varepsilon_u}{A(h-y)e_0/I+1}, \qquad (562)$$

где E – модуль деформаций кладки [см формулу (105)], A – площадь сечения элемента, ε_u – предельные относительные деформации (см прилож 30), I – момент инерции сечения, y – расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани покрытия, N, M – продольная сила и момент от нормативных нагрузок

§ 39. Расчет сечений элементов на динамические воздействия

1. Расчет по образованию трещин. Расчет по образованию нормальных и наклонных трещин на многократно повторяющиеся нагрузки выполняют, исходя из основных положений, принятых для расчета элементов на выносливость Нормальные трещины не образуются в растянутой зоне элементов, если соблюдается условие (438), наклонные трещины не образуются, если соблюдается условие (469), при этом расчетные сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b\,ser}$ вводят в расчетные формулы с коэффициентом условий работы γ_{b1} (СНиП 2 03 01 – 84, табл 15)

2. Расчет на колебания. Требование по ограничению амплитуд динамических перемещений выражают условием

$$A \leqslant a_u, \qquad (563)$$

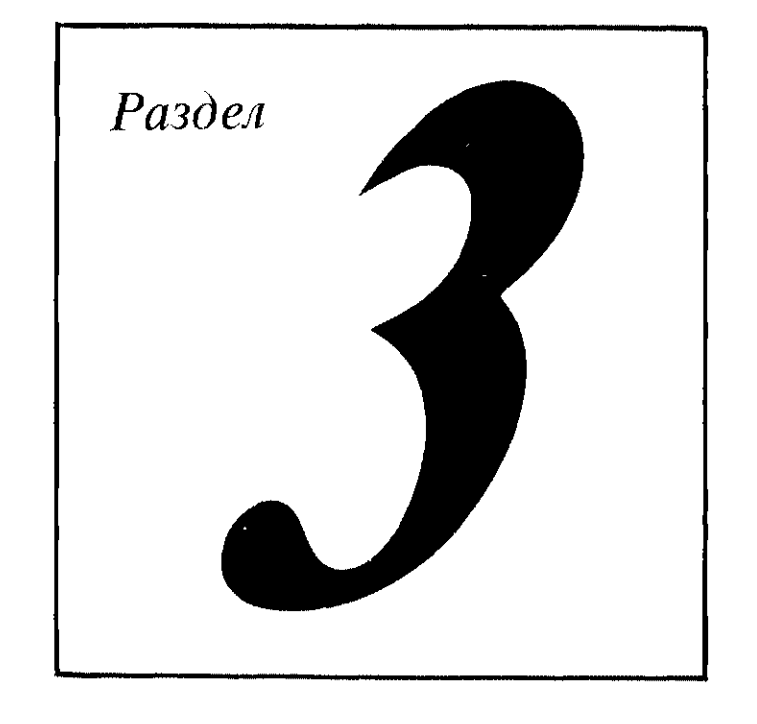
где A – амплитуда вынужденных колебаний, определяемая из динамического расчета, a_u – предельная амплитуда вынужденных колебаний, устанавливаемая по условиям нормальной работы людей, а также машин, станков, измерительных приборов,

$$a_u = w_u/(2\pi^2 n^2) \text{ или } a_u = v_u/(2\pi n), \qquad (564)$$

где n – частота вынужденных колебаний, w_u, v_u – предельные амплитуды ускорения и скорости для гармонических колебаний

В качестве средних предельных параметров принимают ускорение $w = 150$ мм/с^2 при $n < 10$ Гс и $v_u = 2{,}4$ мм/с при $n \geqslant 10$ Гс

При невыполнении условия (563) возможно разрушение конструкций вследствие резонанса собственных и вынужденных колебаний, необходимо посредством конструктивных мер уменьшить амплитуду вынужденных колебаний



Многоэтажные здания

Глава 7

Конструктивные схемы

§ 40. Общие понятия

1. Железобетонные здания. В настоящее время в строительстве многоэтажных производственных и гражданских зданий в СССР и за рубежом выявилась тенденция к росту этажности Причинами этого являются бурный рост населения городов, стремление к экономии территории, сокращению протяженности городских коммуникаций (в том числе и транспортных) и пр

Конструктивной основой многоэтажного здания служит пространственная несущая система из стержневых и панельных железобетонных элементов, взаимосвязанных между собой в порядке, обеспечивающем прочность, устойчивость и долговечность системы в целом, а также ее отдельных элементов Пространственная работа системы проявляется в том, что при загружении одного из ее элементов в работу включаются и другие элементы

По *конструктивной схеме* многоэтажные здания разделяют на каркасные, бескаркасные и комбинированной системы, а по назначению – на промышленные и гражданские

Каркасным называют здание, в котором несущими вертикальными элементами системы являются железобетонные колонны *Бескаркасным* (панельным или крупноблочным) называют здание, в котором несущие вертикальные элементы компонуют из поставленных одну на другую стеновых панелей (блоков) В зданиях *комбинированной* системы несущими вертикальными элементами являются колонны и панельные стены. Различают каркасные схемы с полным и неполным каркасом При полном каркасе наружные стены самонесущие, а при неполном – несущие Каркасную систему используют в основном для зданий промышленного, административного и общественного назначения, где требуются большие неперегороженные помещения Бескаркасную и комбинированную системы применяют для жилых домов, в которых несущие и внутренние стены являются межквартирными и межкомнатными перегородками В зданиях комбинированной системы нижние этажи каркасные, а остальные панельные

Объемно-блочные здания выполняют из объемных блоков жестких пространственных элементов, устанавливаемых друг на друге, в случае применения каркаса объемные блоки служат его заполнением, и каждый блок несет только собственную массу и полезную нагрузку

В многоэтажных каркасных зданиях горизонтальные нагрузки воспринимают системой рам или вертикальных диафрагм-стенок жесткости, специальными связями или ядром жесткости, консольно защемленными в фундаменте (связевые системы) *Ядром жесткости* называют жесткую пространственную систему, обра-

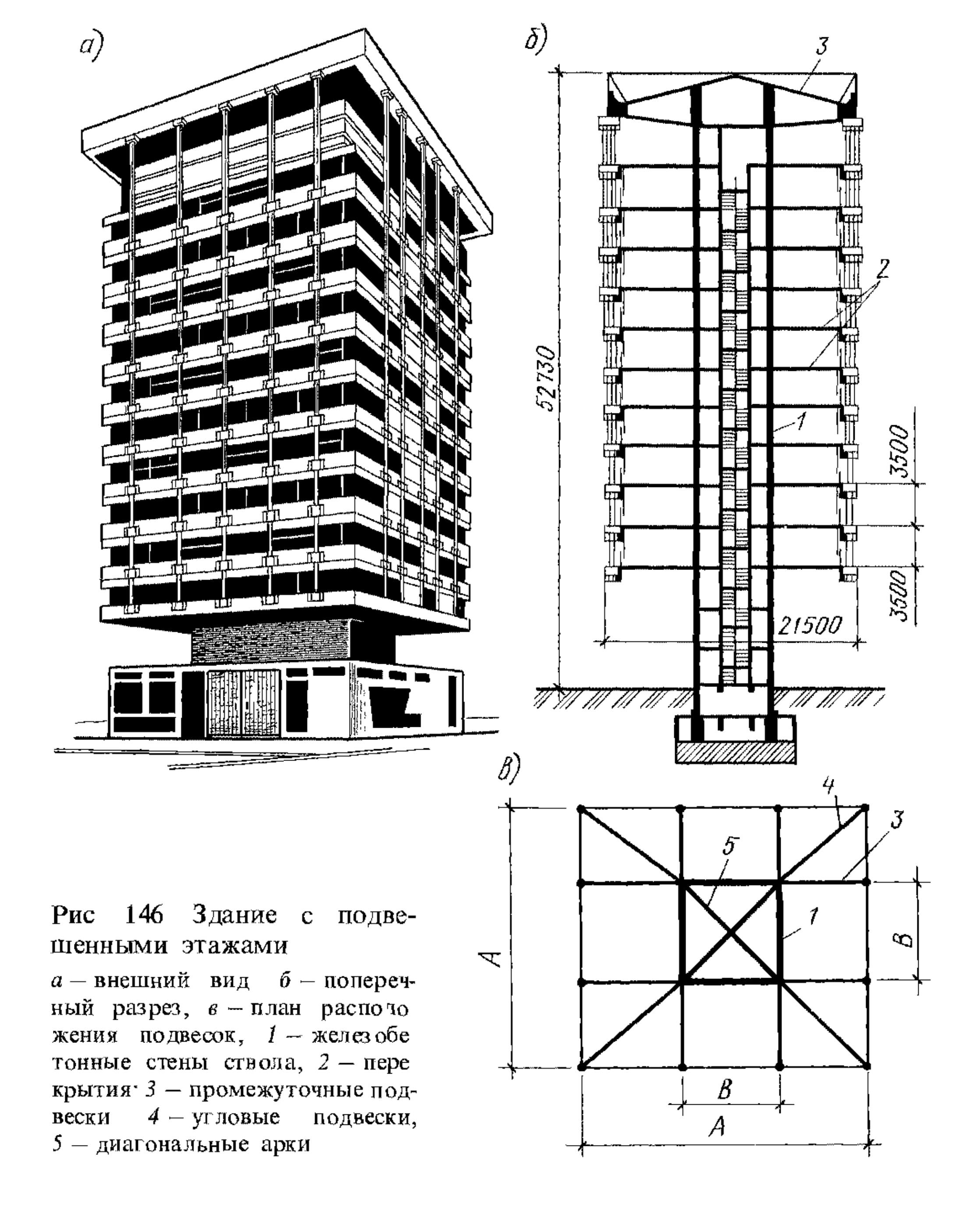


Рис 146 Здание с подвешенными этажами

а — внешний вид *б* — поперечный разрез, *в* — план расположения подвесок, *1* — железобетонные стены ствола, *2* — перекрытия *3* — промежуточные подвески *4* — угловые подвески, *5* — диагональные арки

зованную сопряженными между собой стенками Более часто ядро жесткости выполняют монолитным Каркас здания с ядром жесткости рассчитывают только на вертикальные нагрузки, что позволяет провести унификацию конструктивных элементов по высоте здания

В последнее время за рубежом при строительстве общественных и жилых зданий получили широкое распространение системы многоэтажных зданий с подвесными этажами Такое здание состоит из основной опорной конструкции — железобетонного монолитного ствола, двухконсольных балок или ферм и тяжей, к которым подвешиваются этажи (рис 146) Всю вертикальную нагрузку передают на жесткий вертикальный ствол, в котором размещают лифты, лестницы, инженерные коммуникации, а также подсобные помещения Наружные ограждения ненесущие, выполняют их из легких эффективных материалов В целом масса такого здания невелика Решения зданий с подвесными этажами многообразны, их классифицируют по виду опорных конструкций, типу подвесок и пр Например, опорные конструкции могут быть решены в виде нескольких стволов, выполняемых из монолитного железобетона, стальных колонн с ригелями в уровне перекрытий, из сборных панелей, а также в виде мачт с оттяжками и пр

В последнее время возводят многоэтажные каркасные здания, этажи которых изготовляют на уровне пола подвального, первого, или цокольного, этажа и поднимают в проектное положение посредством гидравлических или механических подъемников, устанавливаемых на колоннах выше

поднимаемых этажей (рис 147) Прочность и устойчивость каркаса в продольном направлении в период монтажа обеспечивают постановкой постоянных вертикальных связей или устройством жестких продольных рам.

Каркасы зданий в период возведения рассчитывают на сочетание следующих нагрузок собственного веса конструкции (включая вес навесных панелей), скоростного напора ветра и монтажной нормативной нагрузки, равной 2,5 кН/м^2

2. Каменные здания. Основными конструктивными элементами каменных зданий являются наружные и внутренние стены, столбы, перекрытия, рама каркаса и перегородки. Все это образует пространственную систему, которая воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки, действующие на здание, и распределяет их между отдельными элементами системы в зависимости от их жесткости, от материала кладки и от жесткости соединений, характеризующих в

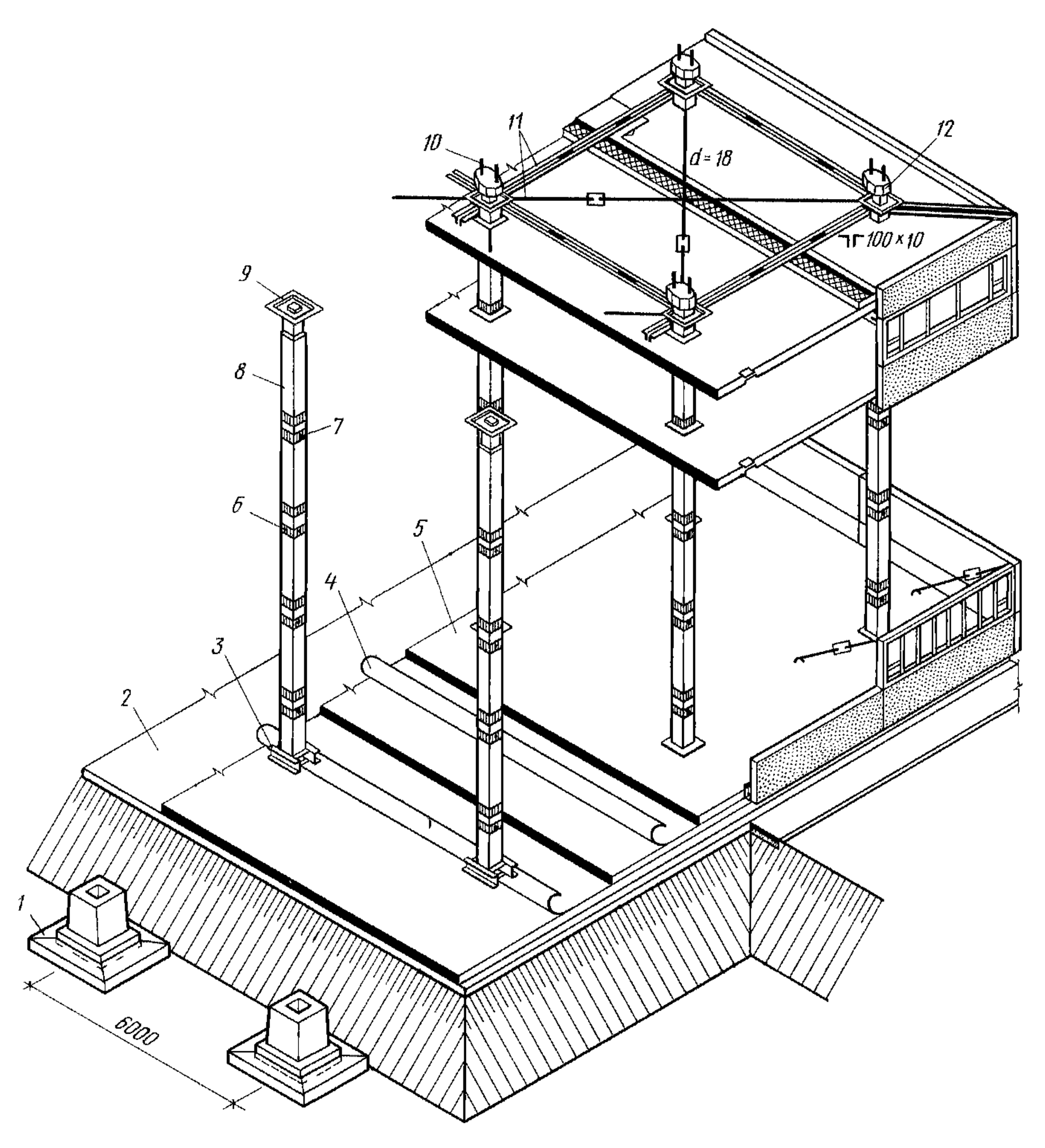


Рис 147 Многоэтажное здание, возводимое методом подъема этажей

1 – фундамент, *2* – пол 1-го этажа, *3* – воротник, *4* – разделительная прокладка *5* – изготовленная плита, *6* – обойма колонны; *7* – отверстие 120 × 80 мм для закладного стержня; *8* – колонна *9* – оголовок, *10* – винтовая тяга диаметром 50 мм; *11* – система монтажных связей *12* – габаритная схема гидроподъемника

целом конструктивную схему здания Конструктивная схема должна обеспечивать надежную пространственную жесткость и устойчивость здания в целом на действие внешних нагрузок

● По признаку восприятия горизонтальных и вертикальных нагрузок различают две группы конструктивных схем зданий 1) с жесткими опорами, в которых каменные наружные стены, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки, опираются на несмещаемые опоры Этими опорами являются жесткие поперечные стены, а также покрытия и перекрытия при условии относительно частого расположения устойчивых поперечных конструкций (перегородок), 2) с упругими опорами, в которых из-за относительно редкого размещения устойчивых поперечных конструкций (перегородок) горизонтальные покрытия и перекрытия являются упругоподатливыми опорами для каменных стен

Жесткая конструктивная схема характерна для многоэтажных гражданских, жилых и общественных зданий Упругая конструктивная схема свойственна одноэтажным промышленным зданиям

Покрытия и перекрытия могут служить жесткими несмещаемыми опорами для каменных стен в том случае, если расстояние между несущими поперечными стенами не превышает предельного расстояния, принимаемого по прилож 32, в зависимости от групп кладки и конструкции покрытия и перекрытия

● Поперечные конструкции могут служить жесткими опорами при условиях 1) толщина поперечных несущих каменных и бетонных стен не менее 12 см, 2) толщина несущих поперечных железобетонных стен не менее 6 см, 3) поперечные конструкции рассчитаны на восприятие горизонтальной нагрузки

Пространственную жесткость зданий в целом и совместную работу элементов конструкций обеспечивают устройством связей, перекрытия анкеруют в стенах, поперечные и продольные стены из кладки соединяют перевязкой камней

Каменные стены зданий обеих конструктивных схем (жесткой и упругой) в зависимости от вида воспринимаемых нагрузок разделяют на наружные и внутренние

Под наружными понимают стены, изолирующие помещения от атмосферных воздействий, а под внутренними — стены (перегородки), изолирующие одно помещение от другого Перегородки воспринимают нагрузки от собственного веса в пределах этажа Наружные стены воспринимают нагрузки от собственного веса, а также вертикальные и горизонтальные нагрузки (от ветра, кранов)

● По виду воспринимаемой нагрузки наружные стены разделяют на *несущие стены*, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания, от покрытий, перекрытий, кранов и ветровую нагрузку, *самонесущие стены*, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания и ветровую нагрузку, *ненесущие стены*, воспринимающие нагрузку от собственного веса и ветровую нагрузку только в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м

Для каменных стен всех типов зданий нормами установлены предельные отношения высоты этажа к толщине стены $\beta = H/h$, где H — высота этажа, h — толщина стены Предельные отношения β для стен каменной кладки со свободной длиной $l \geqslant 2{,}5H$, не имеющих проемов и несущих нагрузки от перекрытий и покрытий, устанавливают по прилож 32 в зависимости от группы кладки и марки раствора Для наружных стен, имеющих проемы, предельная величина β по прилож 32, снижается умножением на коэффициент $\delta = \sqrt{A_n/A_b}$, где A_n — площадь нетто по горизонтальному сечению стены, A_b — площадь брутто Для других случаев коэффициент определяется по прилож 33

Стены многоэтажных зданий рассчитывают на вертикальные нагрузки как неразрезные многопролетные балки с неподвижными опорами на уровне перекрытий Для упрощения расчета принимают расчетную схему стены в виде однопролетной балки с шарнирными опорами в плоскостях опирания перекрытий Поперечное сечение такой балки принимают равным поперечному сечению простенка (участок стены между оконными проемами), на который передает нагрузку ригель перекрытия или покрытия За расчетную ось балки принимают геометри-

ческую ось сечения простенка Расчетную длину балки принимают равной высоте стены от низа перекрытия вышележащего этажа до низа перекрытия нижележащего этажа

● Вертикальными нагрузками, действующими на простенок несущей стены в пределах каждого этажа, являются (см рис 132) а) собственный вес N_1 стен всех вышележащих этажей, приложенный по оси вышележащего этажа, б) вес покрытия и перекрытий вышележащих этажей; в) вес перекрытия F_1, расположенного над рассматриваемым этажом, приложенный с фактическим эксцентриситетом e_1 относительно оси простенка (При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения силы F_1 до внутренней грани стены $e = 1/3t$, но не более 7 см, где t – глубина заделки)

Если сечение наружной стены несимметрично изменяется на уровне перекрытия над данным этажом, то учитывают изгибающий момент от силы N_1, приложенной с эксцентриситетом e_2 относительно расчетной оси сечения простенка Расчетное сечение простенка принимают на уровне верха оконного проема, где изгибающий момент имеет довольно большую величину (сечение $I - I$) Максимальный изгибающий момент в простенке равен сумме моментов от сил N_1 и F

$$M = F_1 e_1 + (N_1 + F) e_2 \quad (565)$$

Изгибающий момент в расчетном сечении $I - I$

$$M_{I-I} = M H_1 / H_{эт}, \quad (566)$$

где H_1 – расстояние от низа перекрытия нижележащего этажа до расчетного сечения $I - I$, $H_{эт}$ – высота этажа

Продольная сила в сечении $I - I$ простенка

$$N_{I-I} = N_1 + F + F_1 + \Delta F, \quad (567)$$

где ΔF – собственный вес надоконного участка стены

Сечение простенка рассчитывают на внецентренное сжатие по формуле (568), полученной из формулы (407),

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R A (1 - 2e_0/h) \omega \quad (568)$$

Если толщина стены $h \leqslant 25$ см, то при расчете несущих и самонесущих стен учитывают случайный эксцентриситет e_v, который суммируют с расчетным эксцентриситетом e_0, для несущих стен $e_v = 2$ см, а для самонесущих стен зданий $e_v = 1$ см.

Если несущая способность простенка в расчетном сечении оказалась недостаточной, т е $N < N_{I-I}$, то необходимо или увеличить сечение простенка, или повысить марку камня и раствора, или, если вышеперечисленные меры неосуществимы, усилить каменную кладку простенка поперечным армированием

3. Деформационные швы. В железобетонных и каменных конструкциях значительной протяженности появляются опасные собственные напряжения от усадки и температурных воздействий, а также вследствие неравномерной осадки фундаментов Примером могут служить наружные стены зданий, которые при сезонном перепаде температуры периодически получают нарастающие деформации растяжения или сжатия Вследствие этого стены здания могут разорваться на две и более частей в зависимости от протяженности здания Дополнительные напряжения в конструкциях от неравномерной осадки опор возникают при размещении фундаментов зданий на разнородных грунтах или при неодинаковых давлениях фундаментов на основания

В целях уменьшения собственных напряжений от перепада температуры, усадки бетона и осадки опор железобетонные и каменные конструкции зданий разделяют по длине и ширине на отдельные части (деформационные блоки) температурно-усадочными и осадочными швами Температурно-усадочными швами разрезают здания до верха фундамента, а осадочными – включая фундамент Это обусловлено тем, что температурно-влажностный режим фундаментов колеблется незначительно, поэтому в нем возникают небольшие собственные напряжения от усадки и перепада температуры В зданиях из монолитного бетона деформационные швы одновременно являются рабочими швами, т е местами для перерыва работ по укладке бетона на продолжительное время

Если расстояние между деформационными швами не превышает указанных в прилож 6, то расчет на перепад температуры, усадку бетона и осадку опор не выполняют Расстояние между швами, указанные в прилож 6, допустимы только при расположении вертикальных связей в середине деформационного блока

Для предварительно напряженных конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 1-й или 2-й категории, а также для всех конструкций, эксплуатируемых при расчетных температурах −30 °С и ниже, расстояния между деформационными швами во всех случаях определяют расчетом по образованию трещин

Суммарная ширина деформационных швов зависит от размеров деформационных блоков здания и возможных колебаний температуры Расчеты показывают, что при возведении зданий в условиях средней температуры их деформационные блоки можно разделять швами шириной 0,5 см, они могут даже соприкасаться вплотную, так как вследствие усадки бетона швы сами раскроются и образуют зазор, достаточный для удлинения продольных конструкций блоков при повышении температуры Если же сооружения возводят при сравнительно низкой температуре, то ширину шва обычно принимают 2 3 см

Здания или сооружения, прямоугольные в плане, обычно разделяют швами на равные части В зданиях с пристройками деформационные швы удобно располагать во входящих углах, при разной этажности — в сопряжении низкой части с высокой (рис 148), а при примыкании новых зданий или сооружений к старым — в местах примыкания В сейсмических районах деформационные швы используют и как антисейсмические

Деформационные швы в каркасных зданиях чаще всего образуют установкой сдвоенных колонн и парных балок (рис 149, *а*) Такие швы являются наиболее дорогими и рекомендуются для зданий повышенной этажности при тяжелых или динамических нагрузках В панельных зданиях швы выполняют постановкой парных поперечных стен При опирании балок перекрытия на стены целесообразно деформационный шов устраивать с помощью скользящей опоры (рис 149, *б*)

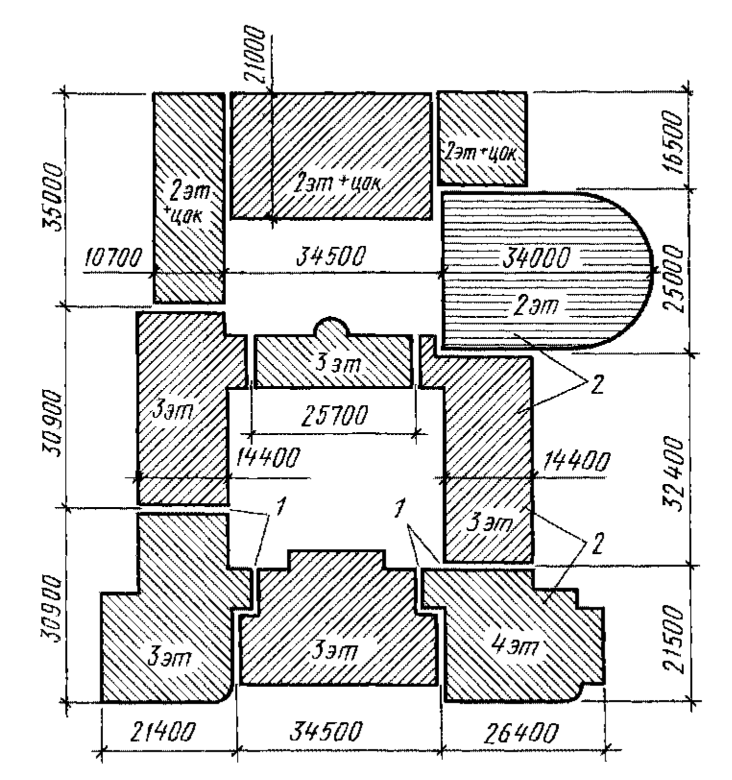


Рис 148 Схема расположения деформационных швов в зданиях сложной формы и разной этажности

1 — деформационные швы, *2* — деформационные блоки

В монолитных железобетонных конструкциях деформационные швы устраивают путем свободного опирания конца балки одной части зданий на консоль балки другой части здания (рис 149, *в*), в консольных деформационных швах соприкасающиеся части необходимо выполнять строго горизонтальными, так как

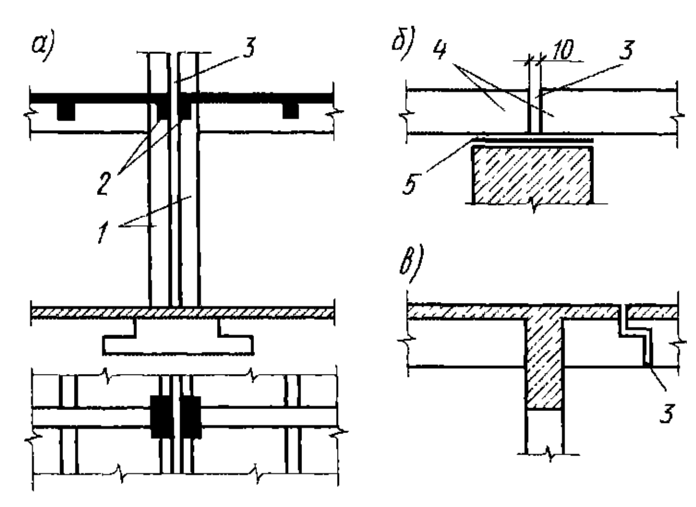


Рис 149 Основные конструктивные схемы температурно-усадочных швов

1 — парные колонны; *2* — парные балки *3* — температурно-усадочные швы, *4* — балки перекрытия, *5* — поверхность скольжения (прокладки)

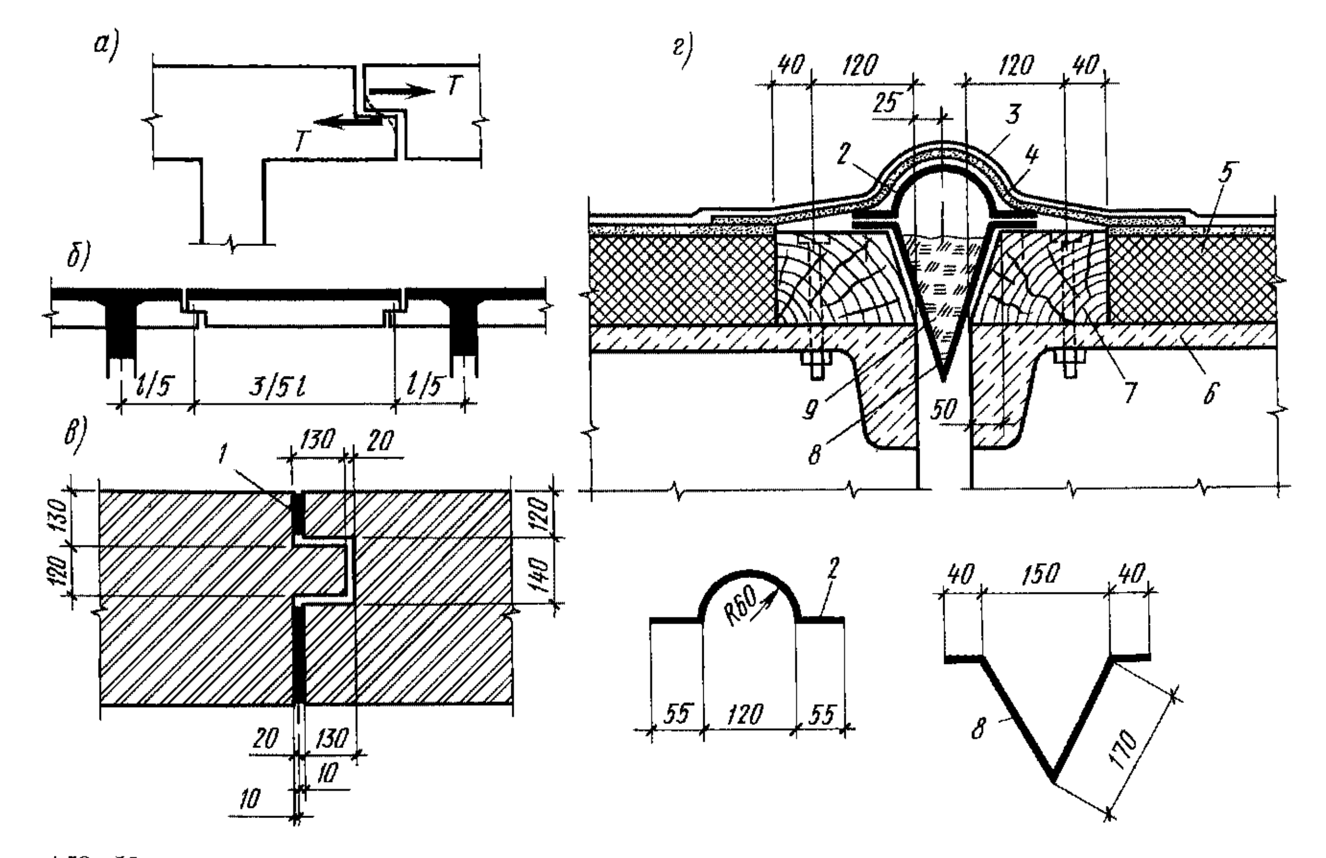


Рис 150 Конструкция температурно-усадочных швов

а – схема усилий от температурных и усадочных деформаций *б* – схема шва в перекрытиях, *в* – деталь шва в стенах; *г* – деталь шва в покрытии, *1* – полимерный герметик (толь просмоленная пакля, картон), *2* – крышка из кровельной стали; *3* – рулонный ковер *4* – асфальтная (цементная) стяжка; *5* – утеплитель *6* – плита покрытия, *7* – деревянное обрамление, *8* – конус из кровельной стали, *9* – термоизоляция

в противном случае вследствие заклинивания шва можно повредить как консоль, так и лежащую на ней часть балки (рис 150,*а*) Особенно опасен обратный уклон опорной поверхности консоли Примерные конструкции деформационных швов в стенах и перекрытиях приведены на рис 150,*в*,*г*

Осадочные швы (при примыкании новых зданий к старым, в местах сопряжения высоких частей здания с низкими, при возведении зданий на неоднородных и просадочных грунтах) устраивают посредством парных колонн, опирающихся на независимые фундаменты, или устанавливают в промежутке между двумя частями здания (с самостоятельными фундаментами) свободно опертые плиты-вкладыши или балочные конструкции (рис 150,*б*) Последнее решение чаще всего применяют при сборных конструкциях

4. Динамические характеристики. Проектирование многоэтажных зданий невозможно без учета динамических воздействий. С одной стороны, это технологические динамические нагрузки, вызываемые машинами, кранами, вибрацией, ударами и производственными взрывами, а с другой – природные динамические нагрузки, вызываемые действием ветра, землетрясения Целью динамического расчета несущих конструкций многоэтажных зданий является обеспечение несущей способности конструкций при совместном действии статических и динамических нагрузок и ограничение уровня колебаний конструкций пределами, которые исключают возможность вредного их влияния на людей и технологический процесс Основные виды колебаний и основы сопротивления элементов конструкций динамическим воздействиям даны в § 34

Свободные колебания системы зависят от ее конструктивных характеристик и начальных условий (смещений, скоростей, ускорений), которые соответствовали моменту снятия с системы внешнего воздействия Поскольку начальные условия могут быть различными, то и свободные колебания одной и той же системы могут быть разными с изменяющейся во времени конфигурацией эпюры динамических прогибов Можно задаться такими начальными условиями колебаний, чтобы получить свободные колебания системы с неизменяющейся во време-

ни формой, определяемой соотношениями ее динамических прогибов в разных точках Такие колебания называют «*собственными*» (или главными) Название «собственные» связано с тем, что формы этих колебаний и соответствующие им частоты определяются собственными характеристиками системы многоэтажного здания (значением и распределением масс, жесткостей, видом опор) Каждая система с *n* степенями свободы имеет *n* собственных частот и соответствующих им форм колебаний Числом степеней свободы механической системы называют число независимых координат (линейных и угловых), определяющих положение всех масс системы в пространстве в любой момент времени ее движения В конкретных условиях свободные колебания системы обычно быстро затухают, что связано с затратами энергии на преодоление различных внешних и внутренних сопротивлений Для каждой из собственных форм колебаний характерна своя скорость затухания К концу процесса свободных колебаний сложные движения из нескольких собственных форм колебаний постепенно вырождаются в одну форму, отличающуюся наименьшей скоростью затухания

Если колеблющаяся система находится под действием возмущающих сил, то такие колебания системы называются *вынужденными* Вынужденные колебания зависят от параметров колеблющейся системы и характеристик возмущающего воздействия

Когда для упрощения задач отказываются от учета затухания колебаний, системы рассматривают как идеализированные и называют «*консервативными*» в отличие от реальных «*диссипативных*» систем Для уменьшения уровня колебаний конструкций применяют специальную виброизоляцию, изменяют расположение машин, балансировку, уравновешивание и изменение числа оборота машин и т д Динамический расчет конструкций многоэтажных зданий проводят в такой последовательности 1) определяют динамические нагрузки и классифицируют их по частотности и динамичности, 2) определяют амплитуды динамических перемещений и проверяют выполнение физиологических и технологических требований по ограничению уровня колебаний, 3) определяют амплитуды внутренних усилий в конструкциях (изгибающих моментов и поперечных сил) и производят расчет на прочность и выносливость

При расчете многоэтажных зданий на динамические воздействия очень важно правильно выбрать расчетную схему, чтобы она наиболее просто позволила отразить в математической записи горизонтальные смещения здания при минимальном числе условий Рассматривая конструкцию многоэтажного здания, можно заметить, что обычно в уровне каждого перекрытия создается жесткий диск и при плоских боковых деформациях здания перемещения всех масс, расположенных в уровне одного и того же перекрытия, будут одинаковыми Поэтому их можно заменить перемещением одной массы, представляющей сумму всех масс этого уровня

Таким образом, в качестве расчетной схемы здания напрашивается система, представляющая собой один консольный стержень, несущий ряд сосредоточенных масс, расположенных на разных уровнях по его высоте, жесткость которого эквивалентна общей боковой жесткости всех элементов здания

Частоты и формы собственных колебаний являются важнейшими динамическими характеристиками конструкций Зная частоты и формы собственных колебаний, а также возмущающую нагрузку, можно не только полностью провести динамический расчет конструкций, но и предусмотреть возможные мероприятия по уменьшению динамических деформаций и усилий Обычно для динамического расчета конструкций используют метод разложения по формам собственных колебаний, при этом точность расчета существенно зависит от числа учитываемых таких форм колебаний В практических расчетах строительных конструкций, характеризующихся густыми спектрами частот колебаний, основным расчетным случаем является *расчет на резонанс*

Существуют различные методы определения частот и форм собственных колебаний многоэтажных зданий Наиболее распространены методы деформаций и сил При этом следует считаться с ре-

альной статической схемой здания, которая непосредственно зависит от его расчетной схемы (каркасная, бескаркасная, смешанная и т д)

В зависимости от расчетной схемы здания преобладают изгибные или сдвиговые поступательные колебания, изгибно-сдвиговые и крутильно-поступательные Существует множество приближенных способов вычисления частот и форм собственных колебаний, распространенных в практике динамических расчетов сооружения формула Дункерлая используется для определения приближенного значения первой частоты собственных колебаний систем со многими степенями свободы, метод спектральных функций, энергетический метод, метод последовательных приближений, метод приведения масс и т д

Рассмотрим пример определения частот и форм собственных колебаний упругой системы (каркасной) методом деформаций В этом методе за расчетную принимают упругую систему с n сосредоточенными массами (рис 151) Если такую систему отклонить от положения равновесия, то она будет совершать свободные колебания В таком случае на систему в точках сосредоточения масс будут действовать инерционные силы, которые направлены в сторону, противоположную ускорениям соответствующих масс

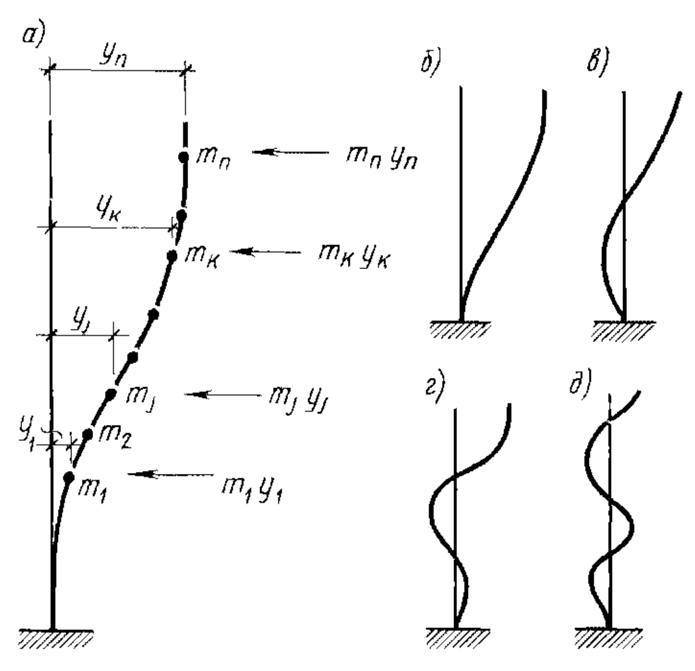


Рис 151 Схема с конечным числом степеней свободы

а – основная схема *б в г д* – главные формы колебании консольнои системы

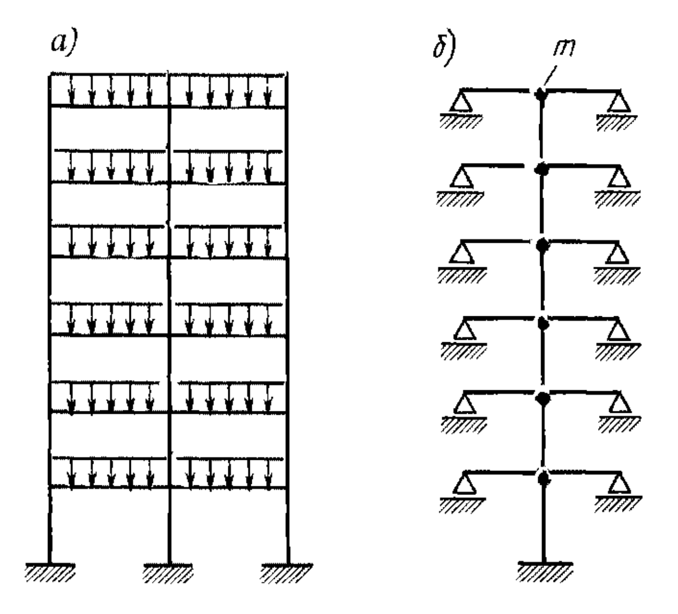


Рис 152 Многоэтажное каркасное здание

а – поперечная рама, *б* – расчетная схема

Для многоэтажного каркасного здания число частот и соответствующих им форм свободных горизонтальных колебаний равно числу этажей (числу степеней свободы) При этом массы перекрытий и колонн считаются сосредоточенными в узлах (рис 152)

Ярусная масса многоэтажного здания

$$m = Q/g, \tag{569}$$

где Q – ярусная нагрузка от массы перекрытия, колонн, стен и временной нагрузки, g – ускорение силы тяжести

Инерционные силы (см рис 167)

$$F_1^{\text{и}} = -\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} (\text{или } F_1^{\text{и}} = -m_1 y_1),$$

$$F_2^{\text{и}} = -m_2 y_2, \quad , F_n^{\text{и}} = -m_n y_n, \tag{570}$$

где $m_1, m_2, m_3, \ldots, m_n$ – сосредоточенные массы системы, y_1, y_2, y_3, , y_n – ускорения перемещения масс

В результате деформации системы в точках сосредоточения ярусных масс действуют также силы упругих реакций С помощью метода деформаций значения этих сил можно записать в виде известных выражений

$$R_1 = k_{11} y_1 + k_{12} y_2 + \quad + k_{1n} y_n,$$

$$R_2 = k_{21} y_1 + k_{22} y_2 + \quad + k_{2n} y_n, \tag{571}$$

$$R_n = k_{n1} y_1 + k_{n2} y_2 + \quad + k_{nn} y_n,$$

где $y_1, y_2, \ldots, y_n$ – перемещения масс системы, k_{kj} – упругая реакция (жесткость) в точке k при единичном перемещении точки $j (k, j = 1, 2, 3, \ldots, n)$

Учитывая условие равновесия внешних и внутренних сил, приложенных в точках системы, будем иметь $F_1^и - R_1 = 0$, $F_2^и - R_2 = 0$, $\ldots$, $F_n^и - R_n = 0$

Подставляя в эти равенства вместо $P_j^и$ и R_j соответствующие им значения из выражения (570) и (571), получим систему дифференциальных уравнений, выражающих условие собственных колебаний упругой системы

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_{11} y_1 + k_{12} y_2 + \ldots + k_{1n} y_n = 0,$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_{21} y_1 + k_{22} y_2 + \ldots + k_{2n} y_n = 0, \quad (572)$$

$$m_n \ddot{y}_n + k_{n1} y_1 + k_{n2} y_2 + \ldots k_{nn} y_n = 0$$

Частное выражение (572) представим в виде следующих формул

$$y_1 = x_1 \sin(pt + \gamma),$$

$$y_2 = x_2 \sin(pt + \gamma), \quad \ldots,$$

$$y_n = x_n \sin(pt + \gamma), \quad (573)$$

где $x_1, x_2, \ldots, x_n$ – амплитуда собственных колебаний системы, γ – начальная фаза колебаний системы, p – круговая частота собственных колебаний системы

Вторые производные по времени от значения (573)

$$\ddot{y}_1 = -p^2 x_1 \sin(pt + \gamma),$$

$$\ddot{y}_2 = -p^2 x_2 \sin(pt + \gamma),$$

$$\ddot{y}_n = -p^2 x_n \sin(pt + \gamma) \quad (574)$$

Полагая, что все отклонения происходят в одной фазе, после подстановки (573) и (574) в (572), сокращения на $\sin(pt + \gamma)$ и группировки членов с одинаковыми амплитудами по x_j, получим

$$(k_{11} - m_1 p^2) x_1 + k_{12} x_2 + \ldots + k_{1n} x_n = 0,$$

$$k_{21} x_1 + (k_{22} - m_2 p^2) x_2 + \ldots + k_{2n} x_n = 0, \quad (575)$$

$$k_{n1} x_1 + k_{n2} x_2 + \ldots + (k_{nn} - m p^2) x_n = 0$$

Уравнения (575) однородны относительно x_n, т е не имеют свободных членов Тривиальное решение этой системы, т е когда $x_1 = x_2 = \ldots = x_n = 0$, не представляет интереса, так как соответствует случаю отсутствия колебаний Последние будут происходить, когда все или часть величин $x_1, x_2, \ldots, x_j, x_n$ будут отличны от нуля, а это возможно при равенстве нулю детерминанта системы (575), т е

$$\begin{vmatrix} k_{11} - m_1 p^2, & k_{12}, & \ldots, & k_{1n} \\ k_{21}, & k_{22} - m_2 p^2, & \ldots, & k_{2n} \\ k_{n1}, & k_{n2}, & \ldots, & k_{nn} - m_n p^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (576)$$

Уравнение (576) называют *вековым или частотным* Оно является алгебраическим уравнением n степени относительно p^2 Совокупность всех частот собственных колебаний называют спектром частот системы

Выражение (576) можно представить развернутым в следующем виде

$$p^{2n} - A_1 p^{2(n-1)} + A_2 p^{2(n-2)} + \ldots + (-1)^n A_n = 0 \quad (577)$$

Значения p в уравнении (577) являются собственными частотами колебания системы, они располагаются в порядке возрастания числовой величины Эти значения можно вычислить путем подбора, пользуясь известными приемами последовательных приближений Подставляя найденные значения p_i в уравнение (575), определяют соответствующие значения амплитуд $x_{i1}, \ldots, x_{ij}, \ldots, x_{in}$ Искомые значения x_{ij} могут быть выражены в виде отношения к одной из амплитуд Обычно такие решения выполняют относительно амплитуды первой массы и для p_i находят значения

$$\frac{x_{i1}}{x_{i1}} = 1, \quad \frac{x_{i2}}{x_{i1}}, \quad \frac{x_{ij}}{x_{i1}}, \quad \ldots, \quad \frac{x_{in}}{x_{i1}}$$

Отсюда видно, что амплитуды независимо от своей абсолютной величины всегда связаны постоянным соотношением, определяющим формы деформаций, соответствующие каждой собственной частоте колебаний p_i. Такие формы называют *главными формами* собственных колебаний Они всегда постоянны, независимы от величин амплитуды и фаз колебаний

В результате общее решение уравнений (575) представляется в виде суммы перемещений по формам собственных колебаний, т е

$$y_1 = \sum_{i=1}^{n} x_{i1} \sin(p_i t + \gamma_i), \quad ,$$

$$y_i = \sum_{i=1}^{n} x_{ij} \sin(p_i t + \gamma_i), \tag{578}$$

где $i = 1, 2, 3, \quad , n$

Формы собственных колебаний обладают свойством взаимной ортогональности В связи с этим колебания системы по разным формам можно рассматривать независимо друг от друга Одно из условий взаимной ортогональности форм собственных колебаний заключается в том, что работа инерционных сил по одной форме на перемещения системы по другой форме равна нулю, т е

$$\sum_{j=i}^{n} m_j x_{kj} x_{ij} = 0, \tag{579}$$

где k, i – номера главных форм, j – номера масс

Поскольку свободные колебания происходят по гармоничному закону, можно записать следующие выражения

$$\sum_{j=1}^{n} m_j x_{kj}^{\text{II}} x_{ij}^{\text{II}} = 0, \quad \sum_{j=1}^{n} m_j x_{kj}^{\text{IV}} x_{ij}^{\text{IV}} = 0,$$

$$\sum_{j=1}^{n} m_j x_{kj}^{\text{VI}} x_{ij}^{\text{VI}} = 0$$

Для *первой фазы* собственных колебаний консольной системы (часто она называется формой основного или главного тона колебаний) характерно, что все точки системы отклоняются в одну сторону относительно положения равновесия (см рис 151, *б*) По второй форме часть масс системы отклоняется в одну сторону, часть – в другую (рис 151, *в*) *Вторая форма* имеет таким образом точку перегиба *Третья форма* имеет две точки перегиба (см рис 151, *г*)

Частотное уравнение (576) при $n \geqslant 4$ можно решать с помощью ЭВМ

Частоту колебаний *первого тона* многоэтажной рамы можно определять по приближенной формуле

$$p_1 = a_i / \sqrt{f}, \tag{580}$$

где a_i – коэффициент

Ниже приведены значения коэффициента a_i в зависимости от числа этажей рамного каркаса, f – прогиб верхнего яруса рамного каркаса при $F_n = m_n$

Число этажей n	4	6	$\geqslant 8$
Коэффициент a_i	1,1	1,14	$\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{n+1}{2n}}$

Горизонтальное перемещение от действия $F = 1$ в многоэтажном здании, работающем по рамной системе,

$$y = \delta_{k1} F_1 + \delta_{k2} F_2 + \quad + \delta_{kn} F_n, \tag{581}$$

где δ – перемещения от горизонтальных единичных сил

При ($n \geqslant 6$) расчетная схема многоэтажного здания может быть представлена в виде консольной системы с распределенными массами

При свободных колебаниях таких систем с бесконечным числом степеней свободы зависимость между нагрузкой q и прогибом y можно выразить известным дифференциальным уравнением

$$\frac{\partial}{\partial x^2}\left[EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right] = q, \tag{582}$$

где EI – жесткость сечения системы

Поскольку в данном случае нагрузка q является инерционной силой $-m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$, то уравнение (582) можно записать

$$m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2}\left[EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right] = 0, \tag{583}$$

где $m(x)$ – распределенная масса

При $EI = \text{const}$ и равномерно распределенной массе выражение (583) принимает вид

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \tag{584}$$

Решение уравнения (583) обычно получают в виде бесконечной суммы

$$y(x, t) = \sum_{1}^{\infty} y_i(x, t) = \sum_{1}^{\infty} x_i(x) T_i(t) \tag{585}$$

Решение уравнения приводится в специальной литературе

При сдвиговых поступательных колебаниях, когда преобладающее значение для деформаций каркаса имеют не изгибающие моменты, а перерезывающие силы,

условие перемещения системы выражается дифференциальным уравнением

$$\frac{d^2y}{\partial x^2}=\frac{1}{\beta AG}\ \frac{dQ(x)}{dx}=-\ \frac{q(x)}{\beta AG}, \qquad (586)$$

где β – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения системы, A – площадь поперечного сечения, G – модуль сдвига, $Q(x)$ – перерезывающая сила, $q(x)=dQ(x)/dx$ – распределенная нагрузка

Учитывая, что $q(x)=-m(x)\frac{d^2y}{dt^2}$, уравнение (586) примет вид

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}=\frac{m}{\beta AG}\ \frac{\partial^2 y}{dt^2} \qquad (587)$$

При изгибно-сдвиговых колебаниях дифференциальное уравнение деформации системы будет

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}=-\ \frac{M(x)}{EI}-\frac{q(x)}{\beta AG} \qquad (588)$$

Выражая $q(x)$ через силы инерции и дважды дифференцируя уравнение (588) по x, получим

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+\frac{m}{EI}\ \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}-\frac{m}{\beta AG}\ \frac{\partial^4 y}{\partial t^2\,\partial x^2}=0 \qquad (589)$$

Решение уравнений (587) и (589) (получение форм и частот собственных колебаний) приведено в специальной литературе

§ 41. Многоэтажные производственные здания

1. Конструктивные схемы. Многоэтажные производственные здания по конструкции разделяют на 1) здания с полным железобетонным каркасом и навесными наружными стенами, 2) здания с полным железобетонным каркасом и наружными самонесущими стенами, 3) здания с внутренним железобетонным каркасом (без пристенных колонн) и несущими стенами (здания с неполным каркасом)

В зданиях первого и второго типов можно четко разграничить несущие и ограждающие элементы Применяя для каркаса высокопрочный материал – железобетон, а для стен – материал малой объемной массы, удается намного снизить массу зданий, а следовательно, снизить стоимость строительства за счет облегчения фундаментов, сокращения транспортных и монтажных расходов и т д

Высоту надземной части многоэтажных производственных зданий определяют технологическими требованиями Ширина многоэтажных промышленных зданий по условиям технологического процесса может достигать 36 м и более Сетку колонн каркаса и высоту этажей назначают по технологическим требованиям в соответствии с требованиями Единой модульной системы, унификацией габаритных параметров, типизацией и стандартизацией элементов конструкций

Многоэтажные каркасные здания обычно проектируют по связевой, рамно-связевой или рамной (жесткой) конструктивным системам, обеспечивающим пространственную жесткость зданий

2. Связевая система. Под связевой системой многоэтажного промышленного здания понимают такую компоновку его железобетонного каркаса, когда ветровые и любые другие горизонтальные нагрузки воспринимают междуэтажные перекрытия и передают их на жесткие поперечные вертикальные связи (диафрагмы жесткости) лестничные клетки, лифтовые шахты, поперечные стены толщиной не менее 120 мм или железобетонные стены толщиной не менее 60 мм Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса

Передачу горизонтальных сил перекрытием на жесткие поперечные вертикальные связи обеспечивают надежным соединением стен стальными анкерами с перекрытиями или с крайними колоннами каркаса на уровне перекрытий В зданиях с несущими стенами предусматривают поэтажную анкеровку стен к конструкциям перекрытий Работа конструктивных элементов здания, решенного по связевой системе на действие ветровых нагрузок, происходит в определенной последовательности 1) ветровую нагрузку q_w в первую очередь воспринимают наружные стены, они работают как простые балки пролетом, равным высоте этажа l_f (рис 153, *а*), 2) опорные реакции q_{pl} от наружных стен воспринимают перекрытия, они работают как простые балки, равно-

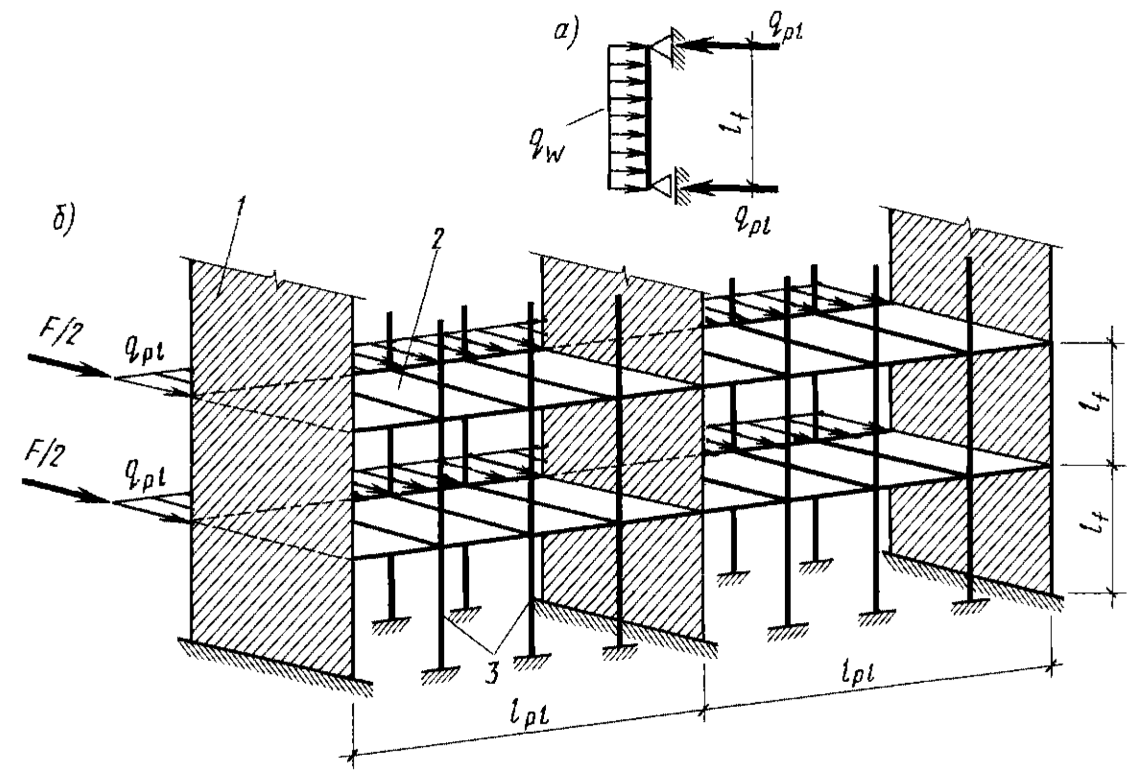


Рис 153 Схема передачи ветровых нагрузок

а — расчетная схема наружной стены· *б* — расчетная схема перекрытия q_w — погонная ветровая нагрузка на полосу стены шириной 1 м равная ветровому напору на 1 м^2; $q_{pl} = q_w l_f$ (кн/м) — погонная ветровая нагрузка на перекрытие; $F/2 = q_{pl} l_{pl}/2$ — опорные реакции от перекрытия на крайнюю диафрагму *1* — поперечная диафрагма жесткости *2* — перекрытие *3* — колонны

мерно загруженные распределенной нагрузкой q_{pl}, пролетом l_{pl}, равным расстоянию между диафрагмами жесткости (рис 153,*б*), 3) опорные реакции F от перекрытий воспринимают диафрагмы жесткости, которые работают как консольные балки, защемленные в фундаменте

При ослаблении вертикальных поперечных диафрагм жесткости в нижних этажах проемами их рассчитывают как ряд консольных балок, имеющих одинаковые прогибы и воспринимающих общую горизонтальную нагрузку, приложенную в уровне перекрытий, или как многоэтажные рамы Конструкции лестничных клеток и шахт рассчитывают как консольные балки коробчатого сечения При расчете вертикальной поперечной диафрагмы жесткости на продольную силу и изгибающий момент M от горизонтальных сил растягивающие напряжения в бетоне принимают не более расчетного сопротивления на осевое растяжение

Поперечную силу Q в диафрагме жесткости определяют как сумму всех сил ветровой и любой другой горизонтальной нагрузки F_h, расположенной выше рассматриваемого сечения

Прогиб f диафрагмы жесткости определяют по формуле

$$f = ql_f^4/8E_bI \leqslant 1/2000, \qquad (590)$$

где q — горизонтальная нагрузка на 1 см диафрагмы жесткости, $q = F/(2l_f)$ — для крайней диафрагмы, $q = F/l_f$ — для средней диафрагмы (рис 153,*б*); E_b — модуль упругости бетона, МПа, I — момент инерции диафрагмы жесткости, см^4

Перекос ν диафрагмы жесткости в собственной плоскости (искажение прямого угла) устанавливают по формуле

$$\nu = \tau/G_1 \leqslant 1/4000, \qquad (591)$$

где τ — скалывающее напряжение в стенке диафрагмы жесткости, определяемое по формуле (474), G_1 — условный модуль сдвига, учитывающий влияние одновременно скалывающих и нормальных напряжений в стенке, принимают $G_1 = 333$ В, где В — класс бетона

В связевой системе многоэтажных зданий шарнирное соединение сборных элементов выполняют сваркой стальных закладных деталей или выпусков арматуры, чтобы обеспечить устойчивость каркаса здания при монтаже и общую

жесткость здания после замоноличивания швов между элементами бетоном или раствором Шарнирное соединение упрощает и удешевляет монтаж каркаса, особенно зимой Однако вследствие разрезности конструкций общее количество стали, расходуемой на каркас с шарнирными стыками, оказывается большим, чем в каркасах с частично защемленными или жесткими соединениями

3. Рамно-связевая система. Под рамно-связевой системой многоэтажных зданий понимают систему, в которой колонны каркаса жестко заделаны в перекрытие, а ригели – в колонны Она часто оказывается рациональной для высотных многоэтажных зданий и для зданий, несущих тяжелую полезную нагрузку Вертикальные нагрузки в многоэтажных зданиях рамно-связевой системы воспринимает поперечная рама с жесткими узлами Ветровые и другие горизонтальные нагрузки воспринимают каркас и поперечные вертикальные связи (диафрагмы жесткости) пропорционально их жесткости

Сборный железобетонный каркас, выполняемый по рамно-связевой системе, при всех прочих равных условиях оказывается дешевле на 25 % по сравнению с каркасом связевой системы На его изготовление расходуется меньше стали (на 6 10 %) и бетона (на 33,5 %)

4. Рамная система. Под рамной системой понимают систему, в которой все соединения элементов принимают жесткими, позволяющими рассчитывать конструктивные элементы, как статически неопределимые При этом предполагают, что при отсутствии вертикальных диафрагм не только вертикальные, но и все горизонтальные нагрузки полностью воспринимает жесткий железобетонный каркас (поперечные рамы). Обычно жесткие соединения проектируют так, чтобы растягивающие усилия полностью воспринимались стальными закладными деталями или надежно сваренной основной арматурой элементов, а сжимающие усилия – бетоном, заполняющим соединение

При устройстве жестких соединений (стыков) следует кроме основных закладных деталей предусматривать конструктивные закладные детали в сжатой зоне, чтобы создать необходимую устойчивость каркаса в процессе монтажа В рамных зданиях узловые моменты от горизонтальных нагрузок возрастают к низу здания, вследствие чего при большой этажности не удается сохранить одни и те же сечения колонн в верхних и нижних этажах здания Именно поэтому в зданиях повышенной этажности чаще применяют рамно-связевый каркас

Решение каркаса по рамной системе приводит к увеличению сечений сборных элементов и усложняет узлы сопряжений, поэтому его принимают лишь в тех случаях, когда устройство поперечных диафрагм жесткости, воспринимающих горизонтальные нагрузки, технически или экономически нецелесообразно или когда передача горизонтальных сил затруднена из-за отверстий в перекрытиях и пр

При каждом конструктивном решении можно выполнять междуэтажные перекрытия многоэтажных производственных зданий по балочной и безбалочной схемам из монолитного, сборного или сборно-монолитного железобетона (см § 45, 46, 48)

5. Виды плоских перекрытий. Под плоским перекрытием понимают междуэтажное, чердачное или кровельное перекрытие, основные несущие элементы которого (плиты и балки) расположены в горизонтальной или наклонной плоскости Плоские перекрытия самого разнообразного назначения применяют в капитальном строительстве с момента возникновения железобетона (см рис 2), так как они являются наиболее экономичными, долговечными, жесткими, огнестойкими, гигиеничными, имеют небольшую строительную высоту, просты в изготовлении и обладают высокой сопротивляемостью статическим и динамическим нагрузкам В жилых и общественных зданиях к железобетонным перекрытиям предъявляют требования высокой звукоизолирующей способности, выполнение которых связано с дополнительными мероприятиями

Если плоские перекрытия полностью воспринимают горизонтальные усилия (ветровые и сейсмические) и передают их на поперечные устойчивые конструкции (например, на поперечные стены или лестничные клетки в зданиях и сооружениях связевой, рамно-связевой или рамной систем) или если отношение погон-

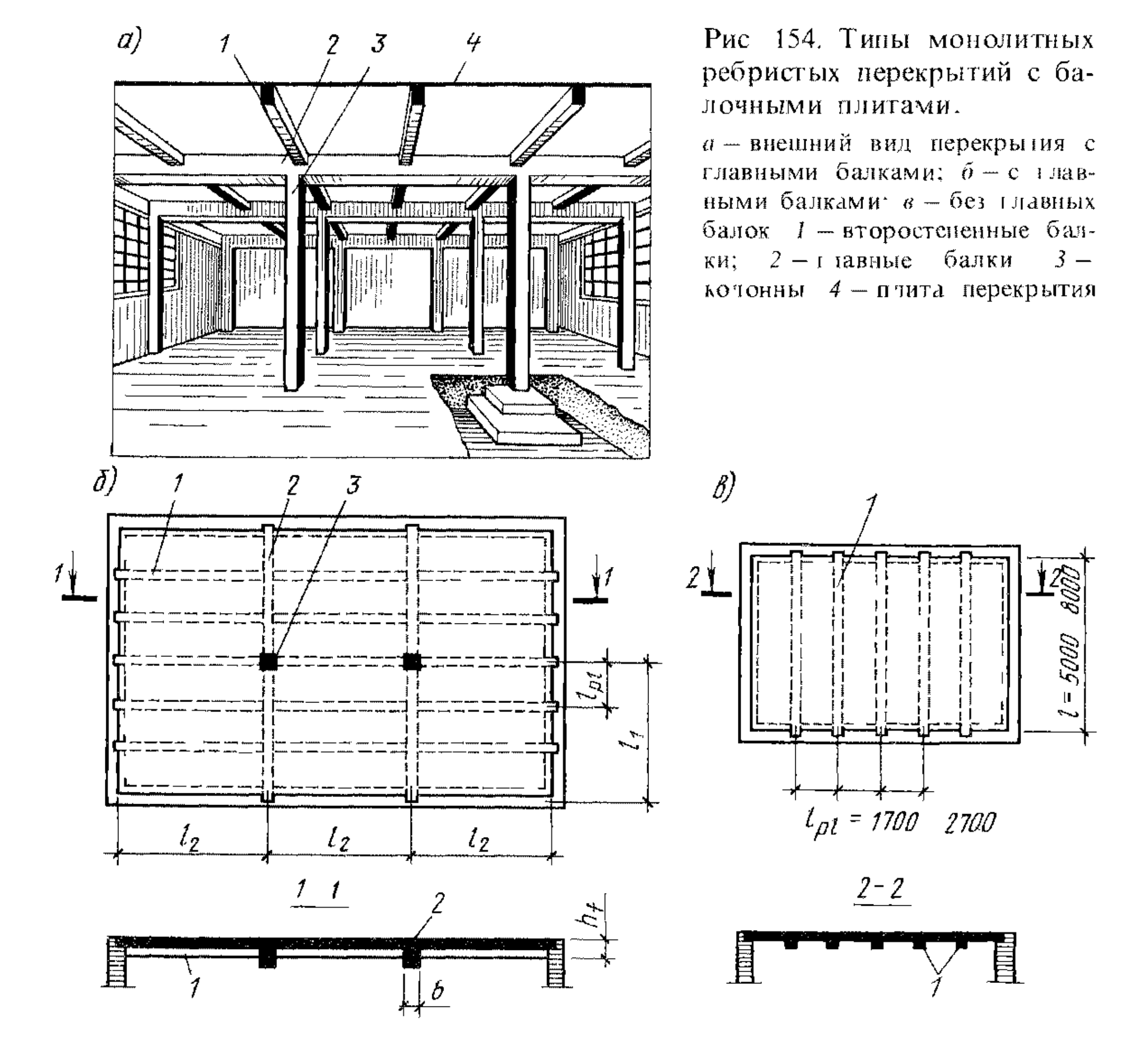


Рис 154. Типы монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами.

а – внешний вид перекрытия с главными балками; *б* – с главными балками; *в* – без главных балок. *1* – второстепенные балки; *2* – главные балки; *3* – колонны; *4* – плита перекрытия

ных жесткостей колонн к погонным жесткостям ригелей рам менее $^1/_4$, то в своей плоскости они работают на изгиб от горизонтальной нагрузки, а из плоскости перекрытия – на воздействие вертикальных нагрузок. В этом случае допускается главные балки перекрытия рассчитывать как неразрезные многопролетные балки (без учета влияния колонн на их работу). В монолитных и сборно-монолитных перекрытиях жесткость ригеля рамы определяют с учетом работы плиты (тавровое сечение, см. рис. 92).

В зданиях рамной системы главные балки плоских перекрытий одновременно являются ригелями рам и участвуют в восприятии как горизонтальных, так и вертикальных нагрузок, поэтому их рассчитывают как элементы рам. Железобетонные наклонные плоские покрытия, угол наклона которых к горизонтали α составляет не более 6° ($\mathrm{tg}\,\alpha \leqslant 1/10$) рассматривают как горизонтальные плоские перекрытия. При большем значении угла α учитывают усилия, действующие в наклонной плоскости. С расширением производственной базы большее применение находят плоские перекрытия из сборного и сборно-монолитного железобетона, как наиболее индустриальные. К настоящему времени они являются основным видом перекрытий многоэтажных промышленных и гражданских зданий.

По конструктивному решению монолитные, сборные и сборно-монолитные плоские перекрытия разделяют на два основных вида: балочные и безбалочные.

Балочными называют перекрытия, плиты которых опираются на балки одного (рис. 154, *а*) или двух направлений (рис. 154, *б*).

Под безбалочными понимают перекрытия, плиты которых опираются на капители колонн (рис. 155). Оба вида перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными (см. § 6). Конструктивные схемы перекрытий в сборном и монолитном вариантах различны, поэтому классификацию перекрытий ведут по конструктивным признакам: балочные сборные, ребристые монолитные с балочными плитами, ребристые монолитные

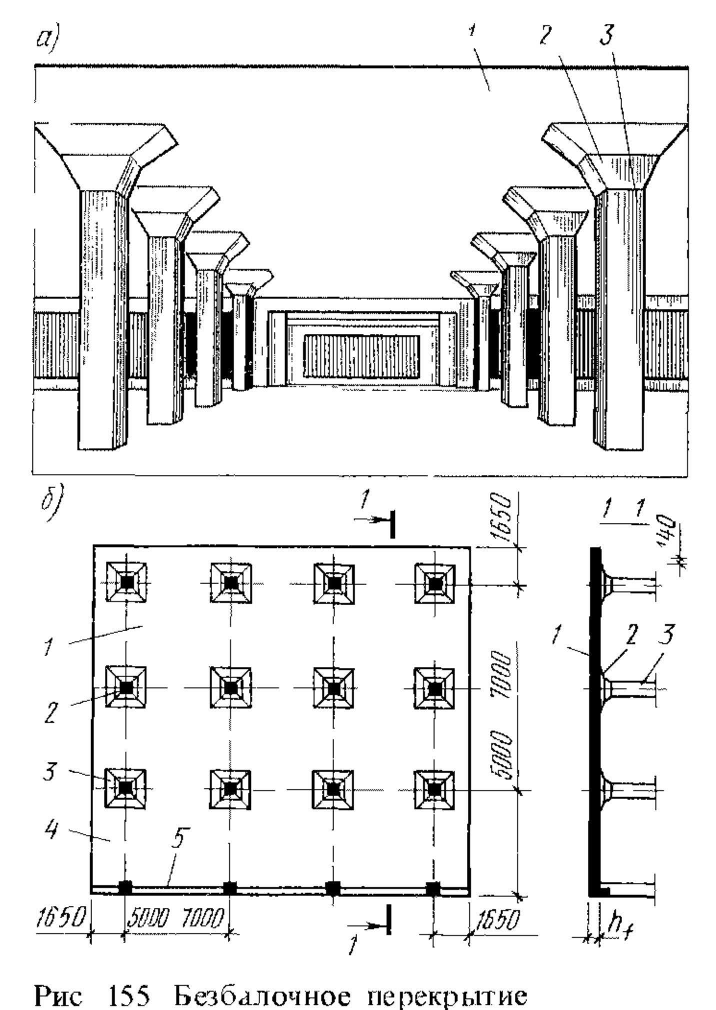


Рис 155 Безбалочное перекрытие

а — внешний вид; *б* — вид сверху *1* — плита перекрытия, *2* — капители колонн, *3* — колонны *4* — свес плиты (может отсутствовать при опирании плиты на полукапитель бортовую балку *5* или массивную стену)

с плитами, работающими в двух направлениях (рис 156), балочные сборно-монолитные, безбалочные сборные, безбалочные монолитные, безбалочные сборно-монолитные

Под ребристыми понимают перекрытия, монолитная плита которых опирается на балки (ребра, см рис 154, *а, б в*) Под балочными понимают плиты с отношением большего пролета l_2 к меньшему l_1 (рис 157) больше 2 При этих условиях повышение несущей способности равномерно нагруженной плиты, обусловленное опиранием ее по коротким сторонам, невелико (менее 20%) и поэтому условно считают, что такая плита работает на изгиб только в коротком направлении l_1, как простая неразрезная балка Балочные плиты опираются на две противоположные стороны

Под работающими в двух направлениях понимают плиты с отношением большего пролета l_2 к меньшему l_1 не больше 2 При этом условии повышение несущей способности равномерно нагруженной плиты, обусловленное опиранием по коротким сторонам, значительное (20% ...100% при $l_2 = l_1$) Следовательно, такая плита работает на изгиб в обоих направлениях, что учитывают расчетом

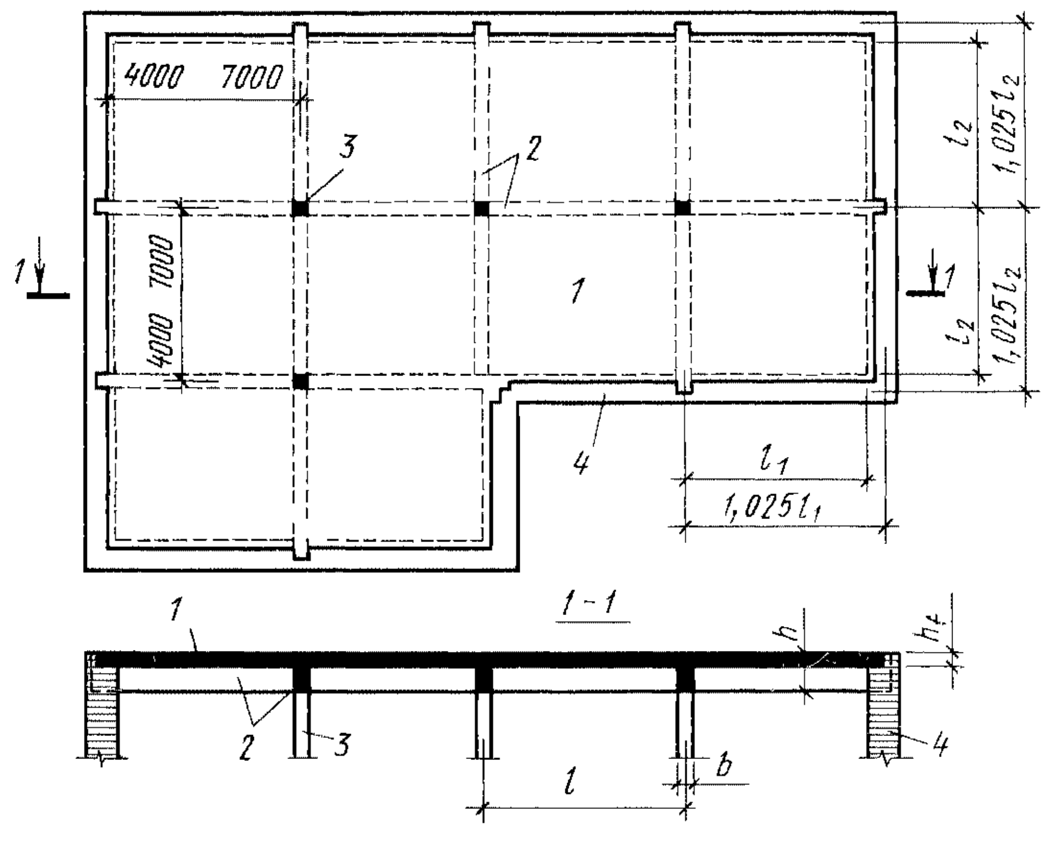


Рис 156 Ребристое перекрытие с плитами, работающими в двух направлениях (кессонное перекрытие)

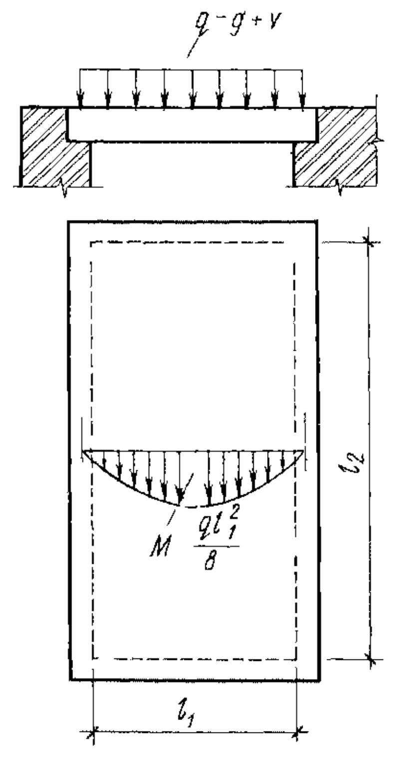


Рис 157 Расчетная схема балочной плиты

Каждый из приведенных основных типов перекрытий имеет много разновидностей Тип перекрытия в каждом конкретном случае выбирают на основании технико-экономических расчетов в зависимости от назначения здания, величины и характера действующих нагрузок, сроков строительства, местных условий Экономичность перекрытия оценивают с учетом стоимости смежных конструкций (стен, перегородок, колонн, фундаментов), стоимости изготовления, монтажа и эксплуатации здания При этом эксплуатационные качества перекрытия должны полностью соответствовать действующим нормам (архитектурным, санитарным, противопожарным) Для заданного конкретного случая возможен только один экономически выгодный оптимальный тип перекрытия Определить его исключительно трудно, так как существует много разнообразных типов перекрытий и еще более факторов, влияющих на их экономичность Определение экономичности выгодного типа перекрытия производят посредством сравнения натуральных показателей на 1 $м^2$ пола (расхода стали, бетона, цемента, трудоемкости и т д) возможных типов перекрытий (метод натуральных показателей) или приведенных затрат (см § 54) Показатель приведенных затрат является универсальным, но наиболее трудоемким в определении Его используют при назначении экономически выгодного типового или особо ответственного перекрытия

От экономичности принятого варианта перекрытия во многом зависит окончательная стоимость здания или сооружения, так как на перекрытия требуется до 60% и более общего расхода железобетона, а трудоемкость их устройства составляет до 30% от общей трудоемкости возведения здания или сооружения В промышленно-гражданском строительстве применяют в основном сборные перекрытия (покрытия), потому что они наиболее индустриальны Монолитные перекрытия (покрытия) применяют в зданиях, возводимых из монолитного железобетона индустриальными способами, и в зданиях, возводимых по индивидуальным (нетиповым) проектам

6. Основы конструирования экономически выгодного типа перекрытий. Разработка конкурентоспособных вариантов перекрытия для заданных конкретных условий имеет творческий характер, так как приходится решать задачу со многими неизвестными, неподдающимися строгому математическому учету Задача осложняется еще тем, что для заданных конкретных условий всегда приходится решать две задачи 1) из большого количества возможных вариантов предварительно отыскивать наиболее экономически выгодный тип перекрытия, 2) определять для найденного вида перекрытия наиболее экономичную сетку колонн

Вид и количество натуральных показателей назначают в зависимости от заданных конкретных условий Часто (при сопоставлении разновидностей одного или нескольких родственных видов перекрытий) бывает достаточно сравнить только приведенную толщину перекрытия, расход стали и древесины (при монолитном железобетоне) на 1 $м^2$ пола При полезных нагрузках до 5 кН/$м^2$ применяют многопустотные плиты, при больших нагрузках используют ребристые, шатровые и вспарушенные плиты или безбалочные перекрытия (в зависимости от характера производства)

При отсутствии необходимых подъемно-транспортных механизмов, а также при сложной конфигурации плана перекры-

Таблица 22 **Рекомендуемые минимальные толщины h_{pl} балочных плит перекрытий, см**

p, кН/м²	Многопролетные плиты при l_1, м					Однопролетные плиты при l_1, м				
	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6
2,5										
3,5	5 6		6. 7	7 8	8 9	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10
4,5						6...7				
6,0		6 7	7.. 8	8 9		7 . 8		8 9	9 10	10 11
8,0										
10,0	6 7	7 8	8 9	9 10	9 10	7 8	8 9	9 10	10...11	

ваемых помещений, целесообразны монолитные перекрытия с балочными плитами, плитами, опертыми по контуру, или безбалочные, в зависимости от рода производства, однако их применение допускается по специальному технико-экономическому обоснованию

Основные общие положения, позволяющие получить конкурентоспособный вариант плоского железобетонного перекрытия, следующие

- Чем чаще расположены стойки (колонны), но не реже чем через 9 12 м, тем экономичнее перекрытие, так как в колоннах железобетон используется значительно эффективнее, чем в изгибаемых элементах
- Чем тоньше железобетонная плита, тем меньше приведенная толщина перекрытия Рекомендуемые минимальные толщины сплошных плит из тяжелого бетона класса B25 в зависимости от расчетных пролетов l и равномерно распределенной временной нагрузки v (в кН/м^2) приведены в табл 22 Толщину полок плит покрытий принимают 40 мм Минимальную толщину полок сборных плит назначают с учетом диаметров принятой арматуры и толщины защитных слоев бетона
- Чем полнее используют несущую способность бетона сжатой зоны изгибаемых элементов, тем последние экономичнее, так как в этом случае будет минимальный расход бетона, а расход арматуры будет возрастать (см § 21), однако на экономичность изгибаемых элементов он существенно не влияет

В табл 23 приведены рекомендуемые минимальные размеры поперечного сечения bh второстепенных балок ребристых перекрытий с балочными плитами из тяжелого бетона классов B12,5 B15 в зависимости от расчетных пролета и равномерно распределенной нагрузки $q = g + v$ Высоту сечения второстепенных балок ориентировочно можно принимать $(1/12 \quad 1/20)\,l_p$ в зависимости от величины нагрузки чем меньше нагрузка, тем больше отношение Поперечное сечение главных балок обычно принимают больше поперечного сечения второстепенных балок по ширине – на 5 см, по высоте – на 10 15 см Высоту сечения главных балок ориентировочно можно принимать $(1/8 \quad 1/15)\,l_{mb}$ в зависимости от величины нагрузок; ширина сечения второстепенных и главных балок $b = (0{,}4 \quad 0{,}5)\,h$

Ширину второстепенной балки принимают в пределах 15. 25 см Размеры сечения второстепенных и главных балок определяют кратными модулю 50 мм при

Таблица 23 **Минимальные размеры поперечного сечения балок ребристых перекрытий, см**

$g + v$ кН/м	Расчетный пролет м		
	5 0	6,0	7 0
10	20×35	20×40	20×45
14	20×40	20×45	20×50
18	20×40	20×45	25×50
20	20×45	20×45	25×50
24	20×45	25×50	25×55
28	25×45	25×50	25×55
32	25×50	25×50	25×60
36	25×50	25×55	25×60

высоте балок $h \leqslant 600$ мм и 100 мм при $h > 600$ мм

● Чем больше жесткость сечения EI и прочность материалов, тем экономичнее перекрытие При этом следует иметь в виду, что для любых классов ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах нецелесообразно применять бетон класса выше B25, потому что с изменением класса бетона от B10 до B40 несущая способность элемента [формула (161)] повышается всего на 15 25% Изменение класса стали оказывает более существенное влияние на несущую способность элемента, потому что она согласно формуле (162) почти прямо пропорциональна расчетному сопротивлению арматуры При замене арматуры класса A-I ($R_{s1}A_{s1}$) на класс A-II ($R_{s2}A_{s2}$) получим $R_{s1}A_{s1} = R_{s2}A_{s2}$, откуда $A_{s2} = 225/280$ $A_{s1} \approx 0{,}8A_{s1}$, т е получаем примерно 20% экономии стали При замене класса A-I на класс стали A-III экономия составит около 40%.

● Чем ближе принимаемые величины несущей способности, жесткости и трещиностойкости элементов к теоретическим значениям, но не более, тем экономичнее перекрытие

● Чем шире используются бетоны на местных дешевых заполнителях (известняки, шлаки, туфы, пемзы, керамзиты) и бесцементные бетоны автоклавного твердения (армосиликатные конструкции), тем меньше стоимость конструкций

● Чем полнее восстанавливают статическую неопределимость конструкции, утраченную вследствие членения ее на сборные элементы, тем большую получают экономию материалов, при этом необходимо стремиться к минимальному расходу стали на узловые соединения

● Чем меньше число типоразмеров элементов конструкций, тем ниже приведенные затраты на перекрытие, так как многотипность типоразмеров элементов снижает производительность предприятий, повышает складские, транспортные и монтажные расходы

Величина экономически выгодного (оптимального) процента армирования зависит от вида элемента и от соотношения стоимости стали и бетона, поэтому назначение его сопряжено с известными трудностями

Границы рекомендуемого процента армирования μ сечений элементов плоских железобетонных перекрытий

Наименование элементов	μ, %	
Изгибаемые элементы		
прямоугольного сечения	0,3	0,8
таврового сечения (без учета свесов полки)	0,6	1,5
Сжатые элементы прямоугольного сечения	0,5	1,2

● Варианты плоских перекрытий составляют в определенной последовательности 1) по прилож 6 определяют расстояния между деформационными швами, 2) в соответствии с требованиями унификации назначают шаг колонн в поперечном и продольном направлениях Рекомендуемый унифицированный шаг колонн для каждого основного вида перекрытий указан на рис 154, 155, 156 Примерный минимальный шаг колонн задает технолог на основании габаритов и назначения оборудования, 3) для балочных перекрытий намечают расположение главных, а затем второстепенных балок, как показано на рис 154, 155, 4) по табл. 22 в зависимости от пролета принимают оптимальные толщины плит Их определяют из уравнения (156) прочности плиты, 5) по табл 23 или на основании опыта проектирования назначают поперечные сечения балок, 6) упрощенным методом или по таблицам подсчитывают расчетные значения M и Q для всех элементов перекрытия, 7) по найденным значениям M и Q определяют проценты армирования всех элементов перекрытия Задаются рекомендуемым процентом армирования μ и по нему определяют поперечное сечение элементов перекрытия, 8) определяют основные технико-экономические показатели для сопоставления с другими вариантами

§ 42. Понятие о расчете конструкций зданий по методу предельного равновесия

1. Общие сведения. Наряду с дальнейшим развитием нелинейной строительной механики и созданием нелинейной теории железобетона развитие методов расчета сечений элементов по разрушающим усилиям и конструкций по предельным со-

стояниям позволило продолжить совершенствование приемов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций

В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке, наступление 1-го случая III стадии напряженно-деформированного состояния (см рис 78) означает ее разрушение, т е наступление предельного состояния по прочности, при котором становится невозможным дальнейшее нагружение балки В § 21 указывалось, что участок балки с большими местными деформациями, в нормальных сечениях которого наблюдают 1-й случай III стадии напряженно-деформированного состояния, принято называть *пластическим шарниром* Отличительной особенностью пластического шарнира по сравнению с идеальным шарниром ($M = 0$) является почти постоянное значение воспринимаемого им изгибающего момента $M = \text{const}$ [формула (134)] при заданной арматуре.

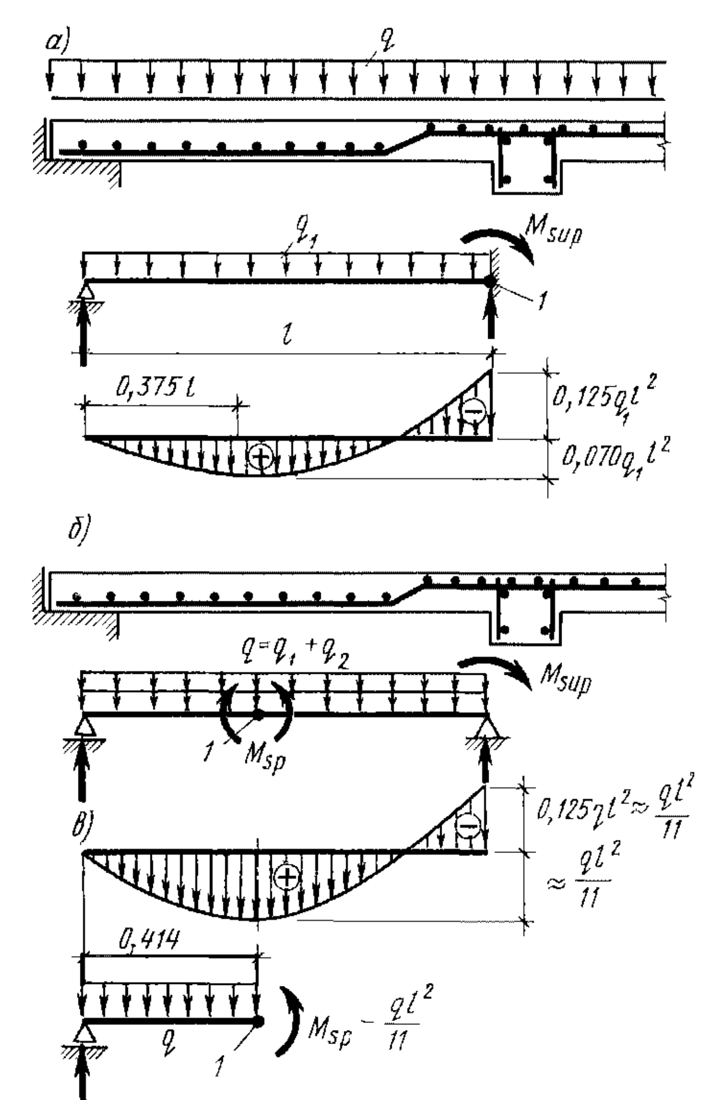


Рис 158 К расчету крайнего пролета балочной плиты

а – I этап нагрузки *б* – II этап нагрузки *в* – равновесие участка плиты

Наступление 1-го случая III стадии в отдельных сечениях статически неопределимых железобетонных конструкций (неразрезных балок, плит, рам) не означает их разрушения С образованием пластического шарнира как бы освобождается одна связь и система продолжает нести увеличивающуюся нагрузку (рис 158) с меньшим числом лишних неизвестных (снижается лишь степень статической неопределимости системы) Пластические шарниры располагаются в наиболее напряженных сечениях по длине элемента

В плитах зоны больших местных деформаций называют линиями излома (*линейными пластическими шарнирами*, рис 159), положение которых в ряде случаев отыскивают путем испытания образцов или моделей или определяют как геометрическое место наибольших усилий, найденных расчетом в нелинейной постановке С появлением первого пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями по длине конструкции

Только после образования всех пластических шарниров, необходимых для превращения статически неопределимой системы в механизм с одной степенью свободы, представляющей собой схему излома (разрушения) конструкции, наступает ее предельное состояние по прочности (см рис 158) Усилия в ее сечениях определяют из условий равновесия этого

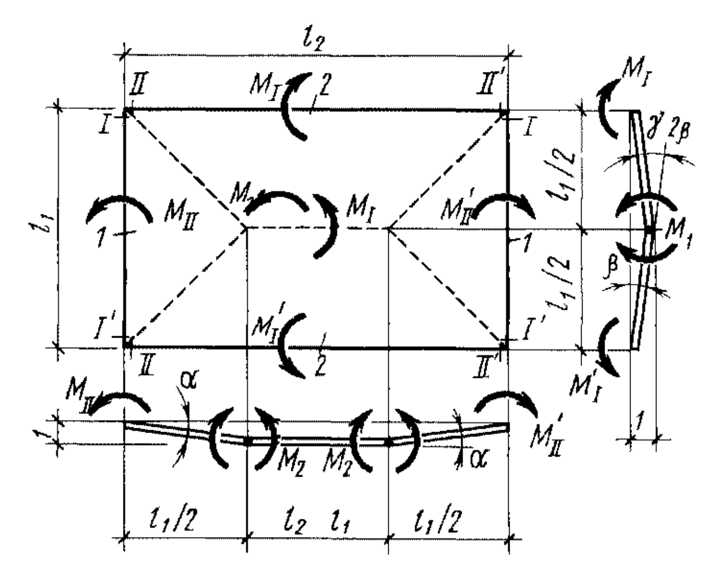


Рис 159 Схема излома прямоугольной плиты

механизма или из условия равновесия работ внешних и внутренних усилий на возможных перемещениях В n раз статически неопределимой конструкции для потери ее геометрической неизменяемости необходимо образование $n+1$ пластических шарниров или вместо одного пластического шарнира должен учитываться распор системы

Как следует из уравнения (134), для железобетонной конструкции величина момента в пластическом шарнире зависит от площади сечения арматуры, поэтому при проектировании можно задать любую последовательность в образовании пластических шарниров по длине конструкции, а также выравнивать величины расчетных моментов в отдельных сечениях, соблюдая при этом условия равновесия *Метод предельного равновесия* основан на предположении, что несущая способность статически неопределимой конструкции исчерпывается тогда, когда растянутая арматура в ней «течет» и образуется такое количество пластических шарниров, при котором система переходит в геометрически изменяемую Статический расчет и определение предельной нагрузки в этом случае совмещаются Этого достаточно, чтобы величины усилий удовлетворяли общим условиям равновесия

2. Основные принципы метода. Метод предельного равновесия широко используют при расчете несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций. Конструкции рассматривают в момент исчерпания несущей способности, состоящими из отдельных жестких звеньев, соединенных между собой пластическими шарнирами При этом учитывают перераспределение усилий, определяемое в основном принятым армированием конструкции

● Предпосылки метода предельного равновесия таковы 1) деформации конструкции до исчерпания ее несущей способности остаются малыми, чтобы можно было пренебречь изменениями геометрии конструкции и размеров, входящих в условия равновесия (геометрическая линейность системы), 2) усилия в элементах конструкции ограничивают предельными условиями, с достижением которых деформации элементов сильно возрастают

● Первое условие всегда выполняется для изгибаемых элементов и должно обязательно проверяться при наличии продольной силы, так как в этом случае прогибы непосредственно прибавляются к эксцентриситету и могут тем сильнее сказаться на уравнениях равновесия, чем меньше (до деформации) величина эксцентриситета

● Второе условие определяет пластическое разрушение, и его необходимо учитывать при конструировании железобетонных элементов а) применять рекомендованную нормами арматуру, допускающую необходимые деформации в пластических шарнирах, б) не допускать применения в конструкциях арматуры, не имеющей сцепления с бетоном (пучки или канаты в каналах без инъецирования раствором), в) исключать разрушения элементов от среза сжатой зоны или раздавливания бетона от главных сжимающих напряжений, г) не допускать превышения относительной высоты сжатой зоны над ее граничной величиной ξ_R

Последнее ограничение не распространяется на стойки, которые не несут крановых или иных консольных нагрузок, потому что возникновение предельного состояния по прочности в опасном сечении сопровождается большими местными деформациями, что эквивалентно пластическому шарниру

Метод предельного равновесия позволяет определять внутренние усилия, близко совпадающие с опытными усилиями При расчете несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций методом предельного равновесия могут быть применены 1) статический способ расчета в виде решения уравнений равновесия внешних и внутренних сил (в основном для неразрезных балок и рам), он позволяет установить наибольшую нагрузку, при которой еще возможно одновременное соблюдение условий равновесия и предельных условий для всех элементов системы 2) кинематический способ расчета в виде решения уравнения равенства работ внешних и внутренних сил на каких-либо возможных перемещениях (преимущественно для плитных конструкций), он дает возможность установить наименьшую нагрузку

при которой происходит исчерпание несущей способности конструкции При этом следует иметь в виду, что пластические шарниры (см рис 158) и линия излома (см рис 159) допускают взаимный поворот соединяемых ими частей конструкции только в одном направлении — навстречу действия внутренних усилий, являющихся реактивными

Для конструкций, расчет несущей способности которых выполняют методом предельного равновесия, неприменим принцип сложения действия сил Однако, если известна схема излома, общая величина усилия в пластическом шарнире может быть получена суммированием усилий от разных нагрузок

3. Расчет неразрезных балок и балочных плит. Исследования показали, что в предельном равновесии плиты, заделанные по контуру с отношением сторон $l_2/l_1 > 3$, работают в коротком направлении, поэтому их рассчитывают как неразрезные балки с пролетом l_1 Сущность расчета неразрезных балок рассмотрим на примере однопролетной балки с одной защемленной опорой, несущей равномерно распределенную нагрузку q (рис 158) По формулам сопротивления упругих материалов, при нагрузке q_1

1) изгибающий момент в опорном сечении

$$M_{sup} = -0{,}125 q_1 l^2,$$

2) максимальный изгибающий момент в пролете

$$M_{sp\,max} = 0{,}07 q_1 l^2,$$

в сечении на расстоянии $x = 0{,}375l$ от шарнирной опоры

Если, например, проектируют железобетонную плиту, армированную стандартной рулонной сеткой, т е с одинаковым сечением арматуры в пролете и на опоре (см рис 158), то при максимальном пролетном изгибающем моменте излишний расход арматуры составит около 80 %

При расчете по предельному равновесию нагрузку q_1 рассматривают только как первый этап работы плиты, при котором в ее опорном сечении образуется пластический шарнир и изменяется расчетная схема На втором этапе работы плита, рассматриваемая с шарнирными опорами, может нести увеличивающуюся нагрузку, пока не образуется пластический шарнир в пролете, определяющий схему излома плиты (балки) Положение пластического шарнира в пролете находят исследованием функции изгибающего момента Например, при заданном условии $M_{sup} = M_{sp}$ экстремум функции будет при $x = 0{,}414l$

Тогда из условия равновесия звена балки, рассматривая уравнение моментов относительно шарнирной опоры, получим

$$M_{sp} = 0{,}414^2 ql^2/2 = ql^2/11{,}6 = 0{,}086ql^2,$$

где $q = q_1 + q_2$ — предельная нагрузка для плиты, армированной рулонной сеткой

Рассматривая приращение изгибающего момента в пролетном сечении, находят соотношение нагрузок

$$\Delta M = \frac{0{,}414(1 - 0{,}414)}{2} q_2 l^2 = $$
$$= (0{,}125 - 0{,}07) q_1 l^2,$$

откуда $q_2 = 0{,}455 q_1$

Предельная нагрузка $q = q_1 + q_2 = 1{,}455 q_1$ на 45,5 % превышает нагрузку, при которой конструкция рассчитывалась по формулам сопротивления материалов

Так же рассчитывают крайние пролеты неразрезных равнопролетных плит, армированных рулонными сетками, с округлением величины изгибающих моментов в запас прочности

$$M_{sp} = -M_{sup} \approx ql^2/11 \qquad (592)$$

Для крайних пролетов неразрезных равнопролетных второстепенных балок перекрытий и плит, армированных раздельными плоскими сетками или отдельными стержнями, принимают

а) изгибающий момент в пролете

$$M_{sp} = ql^2/11 = 0{,}091ql^2,$$

б) изгибающий момент над вторыми от края опорами

$$M_{sup} = (M_0 - M_{sp})/0{,}414,$$

где $M_0 = [0{,}414(1 - 0{,}414)ql^2]/2 = 0{,}121ql^2$ — изгибающий момент в сечении простой балки при $x = 0{,}414l$,

$$M_{sup} = (0{,}121 - 0{,}091)ql^2/0{,}414 = 0{,}072ql^2,$$

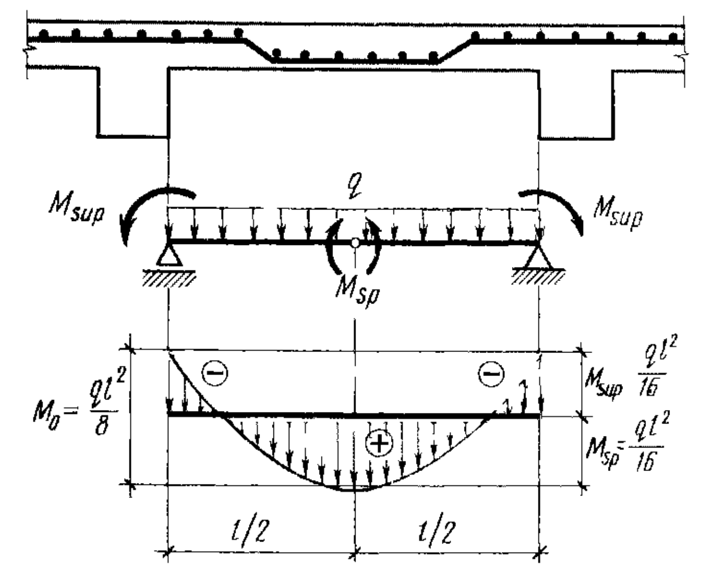


Рис 160 К расчету среднего пролета балочной плиты

или с округлением

$$M_{sup} = ql^2/14 \qquad (593)$$

Для средних пролетов неразрезных равнопролетных второстепенных балок и плит, как и для отдельных балок, защемленных на опорах, рассматривают схему излома, содержащую по три пластических шарнира, из которых два – в опорных сечениях, один – в пролете (рис 160). При равномерно распределенной нагрузке из условий симметрии пролетный шарнир образуется в середине пролета, а значит, и изгибающие моменты в сечениях опорных пластических шарниров будут одинаковыми

Составляют уравнение равновесия моментов для одной половины (звена) балки относительно опорного пластического шарнира,

$$M_{sup} + M_{sp} = q(l/2)(l/4) = ql^2/8 = M_0, \qquad (594)$$

которое выражает условие равновесия моментов для простой балки Это общее правило при несимметричной задаче включает половину суммы опорных моментов, т е

$$M_{sp} + (M_A + M_B)/2 = M_0 \qquad (595)$$

Для определения неизвестных моментов в пластических шарнирах необходимо задавать их соотношение (распределение) из условий, назначаемых при проектировании Например, если $M_{sp} = M_{sup}$, то из условия (594) получим

$$M_{sp} = -M_{sup} = pl^2/16 \qquad (596)$$

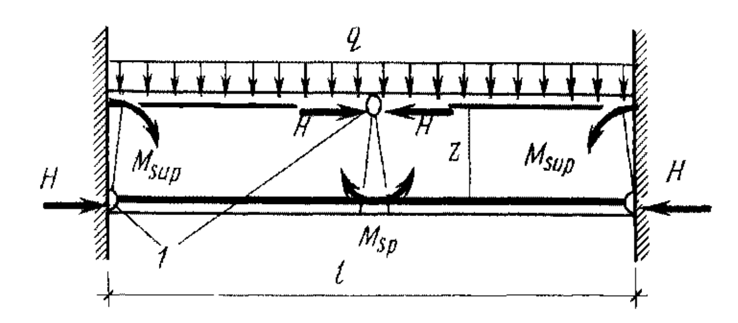


Рис 161 Схема возникновения распора в изгибаемых элементах

В формулах (594) (596) не учтено возможное благоприятное влияние распора, т е арочного эффекта, возникающего при упруго смещающихся опорах и расположения центра пролетного шарнира выше линии, соединяющей центры опорных пластических шарниров (рис 161)

4. Расчет плит, работающих в двух направлениях. Исследования работы под нагрузкой плит, опертых или заделанных по контуру, показали, что они работают в обоих направлениях, если соотношение сторон плит $l_2/l_1 \leqslant 3$ (рис 162) При этом величина разрушающей нагрузки и характер разрушения плит (рис 163) примерно одинаковы при прямоугольном (рис 163, *г*) и диагональном (рис 163, *д*) армировании Прямоугольные сетки проще в изготовлении, поэтому их применяют в качестве основных при армировании плит, работающих в двух направлениях

У квадратных и прямоугольных плит со свободно опертыми краями углы под

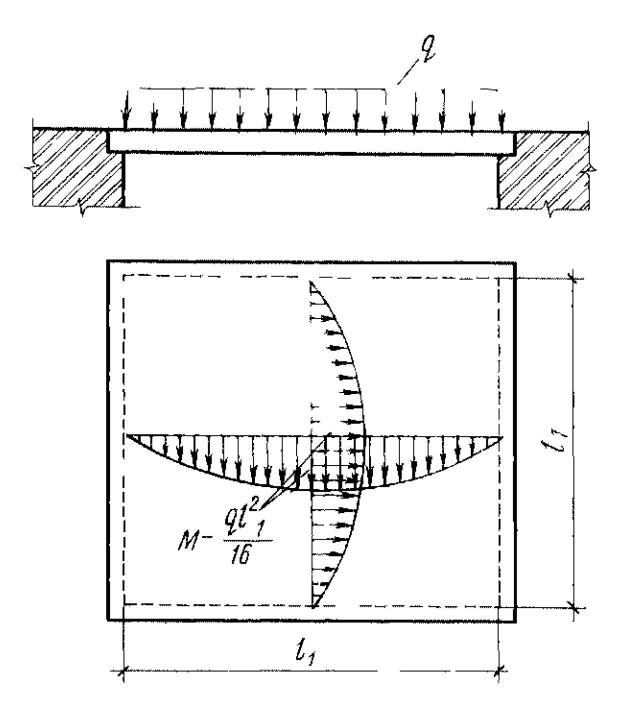


Рис 162 Расчетная схема плиты, работающей в двух направлениях

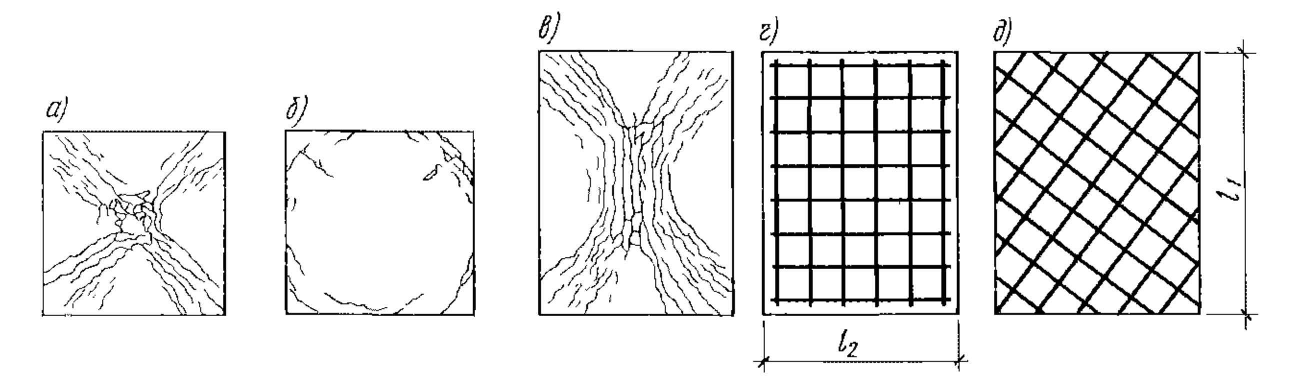


Рис 163 Схемы разрушения плит, работающих в двух направлениях

а, б — соответственно вид снизу и сверху квадратной плиты; в — вид снизу прямоугольной плиты г, д — армирование сетками со стержнями соответственно параллельными сторонам и диагоналям плиты

действием нагрузки стремятся приподняться, при этом наибольшие давления, передаваемые плитой на контур (на единицу длины), находятся в средних точках сторон ее контура опирания Быстрее всего выходит из строя центральная часть плиты, так как текучесть арматуры приводит к разламыванию плиты на плоские звенья, соединенные между собой по линиям излома линейными пластическими шарнирами Образование таких шарниров обращает плиту в изменяемую систему, что характеризует собой исчерпание несущей способности плиты На верхней стороне плиты вблизи углов трещины очерчиваются по окружностям

Одно и то же количество арматуры, распределенное равномерно по всей площади плиты, менее выгодно, чем сгущенное к центральной ее части, поэтому в плитах с пролетами более 2,5 м полное расчетное сечение арматуры устанавливают только в середине плиты размером (рис 164) $0{,}5l_1(l_2 - 0{,}5l_1)$ для плит, частично или полностью заделанных по всем сторонам, и $0{,}75l_1(l_2 - 0{,}75l_1)$ — для плит, свободно опертых хотя бы по одному краю По всей остальной площади плиты сечение арматуры принимают равным 50 % от ее полного расчетного сечения При равномерно распределенной нагрузке для такой плиты установлена схема излома в виде однократно измененной системы (см рис 159), которая образована плоскими звеньями (дисками), соединенными между собой по линиям излома линейными пластическими шарнирами

Для вычисления работ нагрузки конструкции задают единичное возможное перемещение Тогда углы поворота звеньев плиты по линиям излома

$$\alpha = 2/l_1,\ \beta = 2/l_1,\ \gamma = 2\beta = 4/l_1 \qquad (597)$$

Работа внутренних усилий (моментов) в сечениях пластических шарниров (линий излома)

$$W_M = \sum M_k\varphi_k = 2M_2\alpha + M_1\gamma + + M_{II}\alpha + M'_{II}\alpha + M_I\beta + M'_I\beta, \qquad (598)$$

где M_k — изгибающий момент по длине данной линии излома (см рис 159)

Подставив (597) в (598), получим

$$W_M = (4M_1 + 4M_2 + 2M_I + 2M'_I + + 2M_{II} + 2M'_{II})/l_1 \qquad (599)$$

Работа равномерно распределенной нагрузки

$$W_q = q\int_l y\,dF \qquad (600)$$

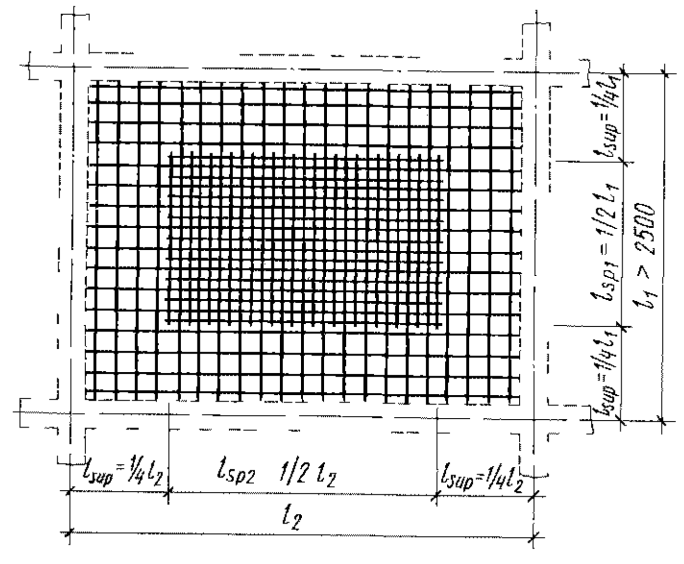


Рис 164 Армирование плит, работающих в двух направлениях

Интеграл представляет собой объем фигуры перемещения (сумму объемов призмы и пирамиды)

$$\int_F y\,dF = \frac{1}{2} l_1 (l_2 - l_1) + \frac{1}{3} l_1^2 = \frac{l_1 (3l_2 - l_1)}{6}, \tag{601}$$

тогда

$$W_q = [ql_1 (3l_2 - l_1)]/6 \tag{602}$$

Из равенства работ в уравнениях (599) и (602) следует, что

$$[ql_1^2 (3l_2 - l_1)]/12 = 2M_1 + 2M_2 + M_I + M'_I + M_{II} + M'_{II}. \tag{603}$$

При расчете прямоугольных плит необходимо задать соотношения M_2 M_1, M_I M'_I, M_{II} M'_{II} и т д

Например, для квадратной плиты

$$M_1 = M_2 = M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = M$$

Из (603) получим

$$M = ql^3/48 \tag{604}$$

После появления трещин в местах защемления и в пролете увеличиваются размеры срединной поверхности плиты При наличии относительно жесткого контура, препятствующего горизонтальному перемещению опор плиты, возникает усилие распора, которое повышает несущую способность плиты Распор H в плите возникает вследствие расположения центров пластических шарниров не на осевой линии (арочный эффект, рис 161)

Ввиду сложности определения податливости опорного контура для средних пролетов плит, окаймленных со всех сторон балками, разрешается учитывать благоприятное влияние распора уменьшением расчетной нагрузки на 20%, $\eta = 1 - 0{,}2 = 0{,}8$

Например, для квадратной плиты из уравнения (604) имеем

$$M = \eta (ql^3/48) = 0{,}8ql^3/48 = ql^3/60 \tag{605}$$

Такое же уменьшение нагрузки на 20% предусматривают для средних пролетов балочных плит с $l_2/l_1 > 3$, окаймленных со всех сторон балками, если величина пролета l_1 не превышает $30h_{pl}$ (где h_{pl} – толщина плиты)

Например, для балочной плиты из уравнения (596)

$$M_{sp} = -M_{sup} = 0{,}8ql^2/16 = ql^2/20 \tag{606}$$

Для крайних пролетов балочных плит величину нагрузки не уменьшают, так как влияние распора не учитывают

Для крайних пролетов плит, работающих в двух направлениях, окаймленных со всех сторон балками, благоприятное влияние распора учитывают уменьшением нагрузки на 20% при отношении $l_2/l_1 < 1{,}5$ и на 10% – при $1{,}5 \leqslant l_2/l_1 \leqslant 2$ При $l_2/l_1 > 2$ нагрузку не уменьшают (l_2 – величина пролета крайнего поля плиты, измеряемая вдоль края перекрытия, l_1 – величина расчетного пролета, перпендикулярного краю перекрытия)

5. Учет перераспределении усилий. Определение несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций методом предельного равновесия позволяет существенно упростить расчеты и получить возможность проектирования более экономичных конструкций Для учета пластических деформаций неразрезных главных балок, неразрезных балок с неравными пролетами и рам, которые возникают в III стадии их напряженно-деформированного состояния, следует сначала рассчитать эти конструкции как упругие системы, а затем производить перераспределение усилий для достижения экономического эффекта уменьшения расхода материалов, увеличения повторяемости элементов опалубки и арматуры, облегчения условий бетонирования Границы перераспределения усилий, а следовательно, и армирования, могут определяться эксплуатационными требованиями (деформативностью и трещиностойкостью), т е по предельным состояниям второй группы В этом случае расчет ведут на действие нормативной нагрузки для обширного класса конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категорий

Расчеты статически неопределимых железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы производят прикладными методами нелинейной теории железобетона Оценку эксплуатационных свойств железобетонных конструкций требуется производить на основе теории их деформирования, учитывая нелинейность деформирования, реологию и анизотропию, создаваемую как направлением образующихся трещин, так и направлением арматуры Эти задачи

могут решаться на ЭВМ с использованием методов математического программирования Учет нелинейных, реологических и анизотропных свойств железобетона производят интегральными, дискретными или итерационным методами расчета

Расчет рам, безраскосных ферм и других конструкций, в сечениях которых помимо изгибающих моментов действуют значительные сжимающие усилия, необходимо выполнять с учетом деформированного состояния как отдельных элементов, так и конструкции в целом В ряде практических задач статически неопределимые конструкции допускается рассчитывать в предположении их линейной упругости с учетом влияния прогибов и длительности действия нагрузок с помощью системы нормативных коэффициентов, приведенных в СНиП 2 03 01 – 84

Расчет статически неопределимой упругой системы производят любым эффективным методом (например, по таблице) на действие расчетной нагрузки от собственного веса конструкций и различных случаев невыгодного расположения расчетной временной нагрузки Усилия от каждого случая расположения временной нагрузки складывают с усилиями от собственного веса конструкции К каждой из полученных таким образом эпюр прибавляют эпюры от неизвестных в данной статически неопределимой системе, умножаемые на произвольные множители, подбираемые так, чтобы как можно эффективней выполнить перераспределение усилий При этом в целях ограничения раскрытия трещин в первых пластических шарнирах значение выравненного момента не должно отличаться от значения момента в упругой схеме более чем на 30%

Перераспределение усилий, осуществляемое указанным способом, можно производить для каждого из рассматриваемых невыгодных расположений расчетной временной нагрузки независимо В частности, при расчете неразрезных балок и рам к эпюрам изгибающих моментов от отдельных невыгодно расположенных временных нагрузок, сложенных с эпюрой моментов от постоянной нагрузки, прибавляют выравнивающие треугольные эпюры моментов с произвольными по знаку и величине надопорными ординатами. Подбор сечений элементов по выравненным моментам не отличается от подбора сечений по упругим моментам (полученным из расчета упругой системы).

Особенно значительный эффект по снижению расхода арматуры может быть получен при проектировании статически неопределимых конструкций, несущих относительно большие временные нагрузки по сравнению с постоянной нагрузкой. Это можно проследить, анализируя эпюры изгибающих моментов для неразрезных балок и рам Известно, что при упругом расчете этих конструкций наибольший отрицательный момент в опорных сечениях возникает при загружении смежных пролетов, а наибольший положительный момент в пролете – при расположении временной нагрузки в данном пролете и через пролет В результате огибающая эпюра образуется двумя или тремя ветвями (кривыми), относящимися к наибольшим отрицательным и положительным изгибающим моментам

Эффекта перераспределения усилий, приводящего к уменьшению расхода арматуры, достигают сближением ветвей огибающей эпюры моментов Чаще всего это происходит за счет уменьшения сечения растянутой арматуры в опорных сечениях конструкций, что эквивалентно введению дополнительных выравнивающих эпюр со знаком «+»

Существует упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выравненным моментам для случаев, если временная нагрузка превышает постоянную не более чем в пять раз При этих условиях в качестве расчетной выравненной эпюры изгибающих моментов принимают эпюру моментов неразрезной балки, построенную для максимальных пролетных моментов, т е при расположении временной нагрузки через пролет Тогда при расположении временной нагрузки в двух любых смежных пролетах образуется пластический шарнир в опорном сечении между загруженными пролетами и будет обеспечено необходимое перераспределение усилий между опорными и пролетными сечениями без увеличения изгибающих моментов в пролетах (см прилож 10)

Возможно (если это целесообразно) и дальнейшее перераспределение усилий

(изгибающих моментов) между опорными и пролетными сечениями неразрезных балок и рам, при котором уменьшение одних усилий (например, в опорных сечениях) вызывает увеличение других усилий (т. е. в пролетах) Данный прием, например, используют при проектировании неразрезных балочных плит, работающих в двух направлениях, для применения однотипного армирования в виде сварных рулонных сеток. Для многопролетных плит и балок наиболее целесообразной является равномоментная схема, т е с одинаковыми моментами на опорах и в пролетах

Расчет сечений элементов по выравненным моментам позволяет уменьшить расход стали, стандартизировать армирование по длине элементов, что невозможно при расчете по упругой схеме

6. Приближенный расчет рам. Особенность работы железобетонных конструкций в предельном состоянии, при котором может учитываться образование пластических шарниров и перераспределение усилий в зависимости от принятой системы армирования, позволяет применять для оценки несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций приближенные способы расчета. Например, в справочниках проектировщика приведены таблицы для приближенного расчета на вертикальную нагрузку многоэтажных, многопролетных рам, у которых размеры отдельных пролетов отличаются не более чем на 10%, а величины погонных жесткостей стоек одного этажа – не более чем на 50%

Для расчета по таблицам многоэтажную раму расчленяют на одно- и двухэтажные трехпролетные рамы, рассматриваемые как балки на упруговращающихся опорах (рис 165) Моменты в крайних пролетах многопролетной рамы принимают по моменту в первом пролете, моменты во всех средних пролетах принимают одинаковыми и равными моментам среднего пролета трехпролетной рамы

В стойках многоэтажных рам нулевая точка моментов располагается приблизительно в середине высоты этажа, поэтому членение рам назначают на всех этажах, кроме первого, в нулевых точках

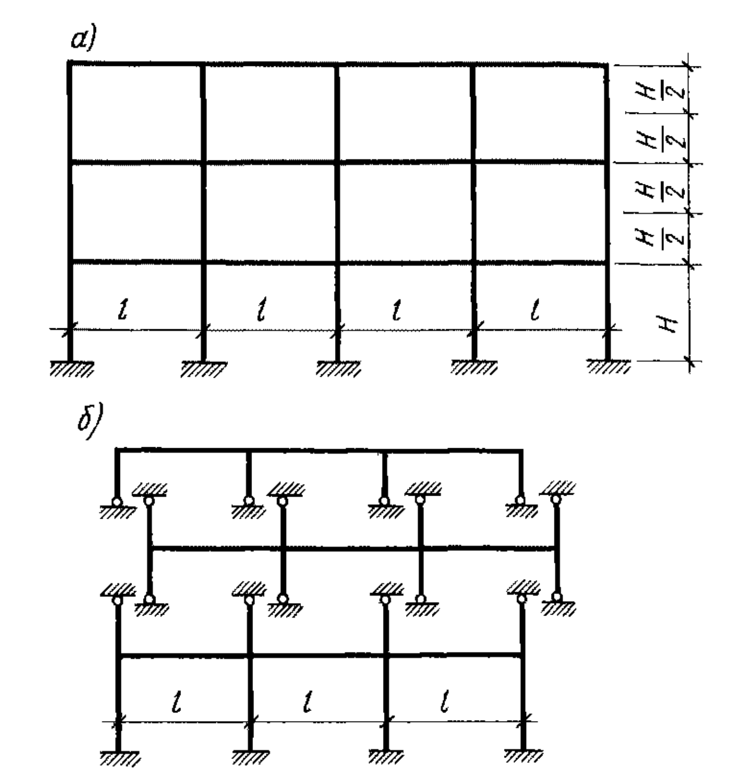


Рис 165 Схемы приближенного расчета рамы
а – многопролетная многоэтажная рама, *б* – балки на упруговращающихся опорах

эпюры моментов, принимая их за шарнирные опоры Для первого этажа сохраняется полная высота стоек с фактическими условиями их контакта с фундаментами (защемление или шарнир)

Расчетные таблицы содержат коэффициенты γ_1, γ_2, γ_3, γ_4, соответствующие разным схемам нагрузок (рис 166) для определения изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля (M_{b1}, M_{b2}, M_{c2}, M_{c3}).

$$M_n = \gamma_1 g l^2 + \gamma_n v l^2, \qquad (607)$$

где g – постоянная равномерно распределенная нагрузка на ригеле рамы, v –

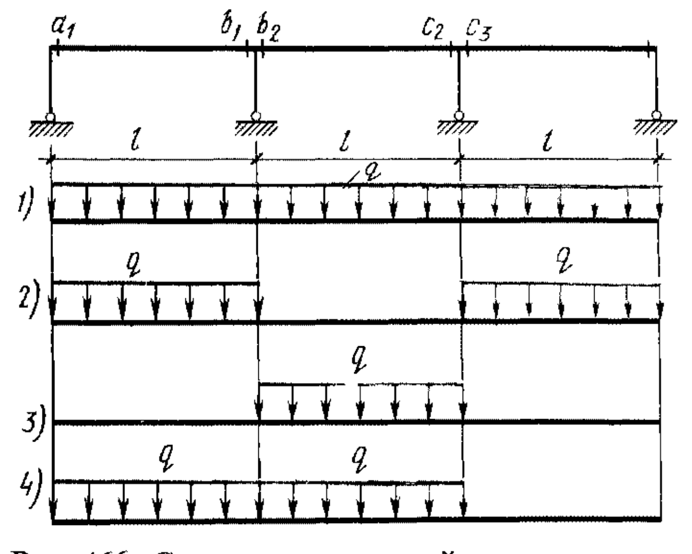


Рис 166 Схемы вертикальной нагрузки

временная (полезная) нагрузка, l – расчетный пролет ригеля между осями стоек

Коэффициент γ для заданной схемы можно принимать по табл 24 в зависимости от величины параметра

$$\eta = (i_{sup} + i_{inf})/ig, \quad (608)$$

где $i_g = I_g/l$ – погонная жесткость ригеля, $i_{inf} = I_{inf}/H_{inf}$, $i_{sup} = I_{sup}/H_{sup}$ – погонные жесткости нижней и верхней стоек; H_{inf}, H_{sup} – высоты нижней и верхней стоек (для одноэтажных рам $i_{sup} = 0$)

При защемлении стоек первого этажа их погонную жесткость принимают $1{,}33 i_{inf}$ – при полном защемлении, $1{,}16_{inf}$ – при упругом защемлении

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригеля определяют «подвешиванием» к концу ординат опорных моментов параболы, которая является функцией изменения изгибающих моментов в сечениях простой балки от равномерно распределенной нагрузки Для сечений между опорами B и C (рис 167)

$$M_x = -M_B + \frac{M_B - M_C}{l}x + \frac{qx(l-x)}{2} \quad (609)$$

В этом выражении вместо полной нагрузки $q = g + v$ для незагруженных пролетов должна учитываться только постоянная равномерно распределенная нагрузка g Изгибающие моменты в сечениях стоек рамы, примыкающих к ригелю, определяют по формулам

для верхней стойки

$$M_{sup} = \Delta M_q \left[i_{sup}/(i_{sup} + i_{inf})\right], \quad (610)$$

для нижней стойки

$$M_{inf} = \Delta M_q \left[i_{inf}/(i_{sup} + i_{inf})\right], \quad (611)$$

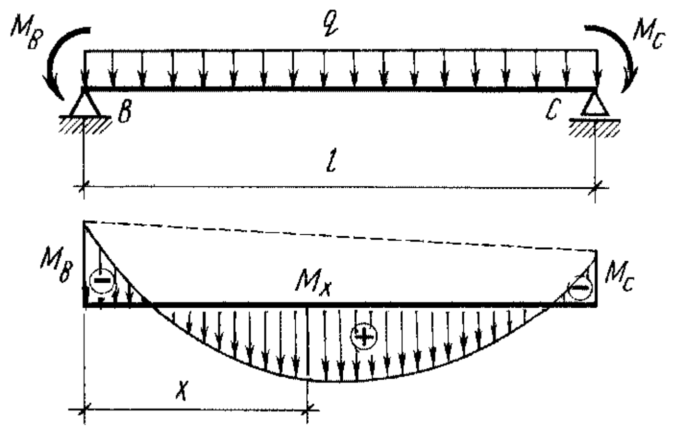


Рис 167 К определению изгибающих моментов в пролетных сечениях ригеля

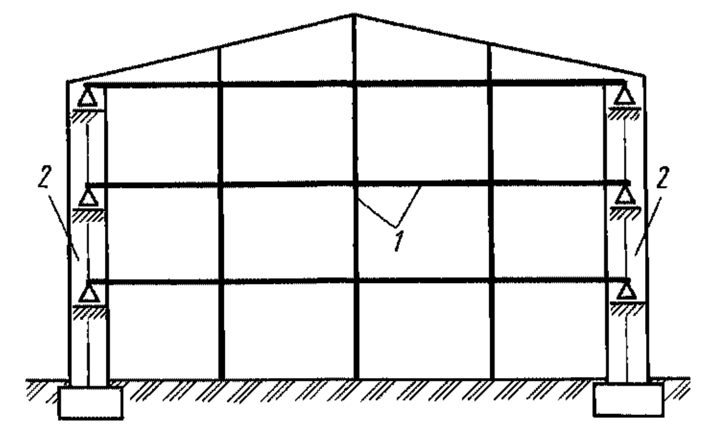


Рис 168 Схема многоэтажного здания с неполным каркасом

где ΔM_q – разность опорных изгибающих моментов в сечении по оси стойки, например для стойки по оси b получают

$$\Delta M_q = M_{b1} - M_{b2}$$

Момент на нижнем конце стойки первого этажа в месте заделки в опору определяют умножением момента в верхнем сечении стойки у ригеля на коэффициент. 0,5 – при полном защемлении на опоре, 0,25 – при упругом защемлении

Для приближенного расчета конструкций многоэтажных зданий с неполным каркасом, крайние ригели которого опираются на несущие стены без защемления (рис 168), в табл 24 даны значения коэффициента γ_n при различных схемах расположения вертикальной нагрузки Указанная таблица аналогична соответствующим таблицам из справочников проектировщика, составленным для расчета рам многоэтажных зданий с самонесущими или навесными стенами

Пример. Рассчитать двухэтажную раму (первый этаж), составляющую часть рамы многоэтажного здания с несущими стенами (рис 169)

Пролеты ригеля $l_g = 9$ м, пролеты плит перекрытия $l_{pl} = 6$ м, высота этажа $H_f = 3$ м

Принимают сечение сборных элементов колонн 40 × 50 см, ригелей 30 × 70 см

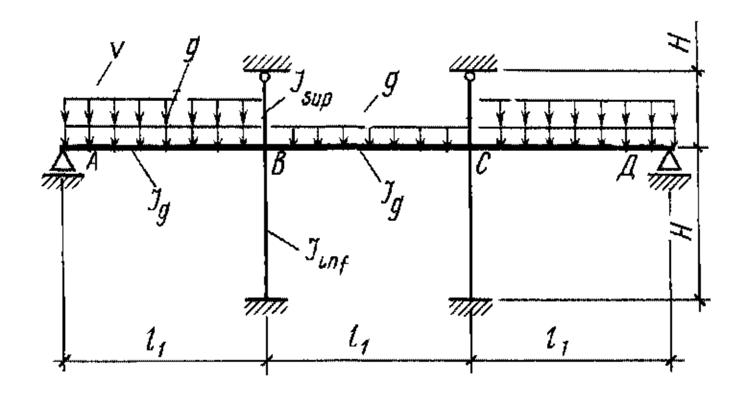


Рис 169 Расчетная схема рамы

Таблица 24 **Значения коэффициента γ_n**

Схема нагрузки (рис 169)	Коэффициент $\eta = (i_{sup} + i_{inf})/i_g$					
	0,25	0,5	1	2	5	20
1 $M_{B1} = M_{C3}$ $M_{B2} = M_{C2}$	0,1046 0,0952	0,1074 0,0923	0,1102 0,0890	0,1112 0,0862	0,1121 0,0842	0,1128 0,0834
2 $M_{B1} = M_{C3}$ $M_{B2} = M_{C2}$	0,0616 0,0401	0,0693 0,0336	0,0791 0,0254	0,0891 0,0172	0,0995 0,0089	0,1075 0,0026
3 $M_{B1} = M_{C3}$ $M_{B2} = M_{C2}$	0,0430 0,0551	0,0381 0,0587	0,0331 0,0636	0,0231 0,0690	0,0131 0,0754	0,0042 0,0808
4 M_{B1} M_{B2}	0,1168 0,1103	0,1160 0,1058	0,1152 0,1001	0,1144 0,0943	0,1136 0,0879	0,1128 0,0847

Определяют расчетные нагрузки на ригель (кН/м)

постоянную нагрузку (от собственного веса)

плиточного пола по цементному раствору $(0{,}33 + 0{,}59)\ 6{,}0 = 5{,}22$,

сборных панелей $16{,}0\ 1{,}5 = 10{,}65$,

ригеля $0{,}3\ 0{,}7\ 25{,}0\ 1{,}1 = 5{,}83$,

Итого . . . $g = 5{,}22 + 10{,}65 + 5{,}83 = 21{,}7$,

временную (полезную) нагрузку $v = 4\ 1{,}2\ 6{,}0 = 31{,}2$,

общую нагрузку $q = g + v = 21{,}7 + 31{,}2 = 52{,}9$

Расчетная величина

$gl^2 = 21{,}7\ 9^2 = 1757{,}1$,

$vl^2 = 31{,}2\ 9^2 = 2527{,}2$

Погонные жесткости элементов

ригеля

$i_g = I_g/l_g = (30\ 70^3)/(12\ 900) = 952$ см^3,

верхней колонны

$i_{sup} = 2I_c/H = (2\ 40\ 50^3)/(12\ 300) = 2778$ см^3,

нижней колонны

$i_{inf} = 1{,}33\,(I_c/H) = 1{,}33\,[(40\ 50^3)/(12\ 300)] =$
$= 1843$ см^3

Значение параметра

$\eta = (i_{inf} + i_{sup})/i_g = (1843 + 2778)/952 = 4{,}8 \approx 5$

Числовые значения изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля рамы при разных схемах нагрузок приведены в табл 25

Определяют изгибающие моменты в пролетных сечениях ригеля Средний пролет ригеля нагружен симметрично Максимальный момент в середине пролета по (609)

$M_{2\,max} = -338{,}2 + (52{,}9\ 9^2)/8 = 197$ кН м,

$M_{2\,min} = -170{,}1 + (21{,}7\ 9^2)/8 = 49{,}6$ кН м

Минимальный момент в крайнем пролете в сечении на расстоянии x от шарнирной опоры по (609)

$M_{1\,min} = -448{,}6(x/9) + (52{,}9/2)\,x\,(9 - x) =$
$= 188{,}5x - x^2\,(52{,}9/2)$

Таблица 25 **Изгибающие моменты (кН·м) в опорных сечениях ригеля рамы**

Вид нагрузки	Схема нагружения	Коэффициент γ_n (см табл 24)	Множитель gl^2 или vl^2	M_{B1} или M_{C3}	M_{B2} или M_{C2}
Постоянная	1	0,1121	1757,1	197,1	—
	1	0,0842	1757,1	—	147,6
	2	0,0995	2527,2	251,5	—
	2	0,0089	2527,2	—	22,5
Временная	3	0,0131	2527,2	33,1	—
	3	0,0754	2527,2	—	190,6
	4	0,1136	2527,2	287,6	—
	4	0,0879	2527,2	—	222,4
Основные сочетания нагрузок	1...2	—	—	448,6	170,1
	1...3	—	—	230,2	338,2
	1 4	—	—	484,7	370,0

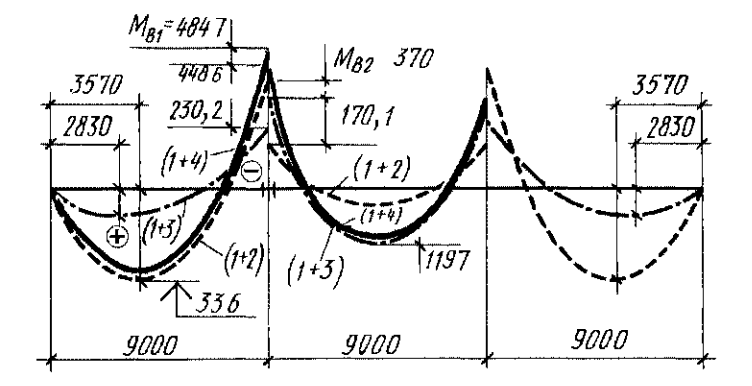


Рис 170 Огибающая эпюра M

Неизвестное расстояние x находят из условия

$Q(x) = dM_1(x)/dx = 188{,}5 - 52{,}9x$,

откуда $x = 3{,}57$ м,

$M_{1\,max} = 3{,}57[188{,}5 - (52{,}9/2)\ 3{,}57] = 336$ кН м

Минимальный момент в крайнем пролете, по формуле (609),

$$M_{1\,min} = 230{,}2\frac{x}{9} + \frac{21{,}7}{2}x(9 - x) =$$

$$= 61{,}4x - \frac{21{,}1}{2}x^2$$

По аналогии с $M_{1\,max}$ определяют $x = 61{,}4/21{,}7 = 2{,}83$ м, тогда

$M_{1\,min} = 2{,}83[61{,}4 - (21{,}7\ 2{,}83)/2] = 87$ кН м

По этим данным строят эпюры изгибающих моментов для схем нагрузок 1 + 2 и 1 + 3 Изгибающие моменты в пролетных сечениях для схемы нагрузки 1 + 4 определяют аналогично В результате получают огибающую эпюру моментов для ригеля (рис 170).

Для уменьшения расхода арматуры используют перераспределение усилий, прибавляя к эпюре моментов для схемы нагрузки 1 4 дополнительные эпюры лишних неизвестных в виде треугольников (рис 171) с максимальными ординатами,

$\Delta M_{B1} = 484{,}7 - 448{,}6 = 36{,}1$ кН м,

или

$100(36{,}1/481{,}7) = 7{,}5\,\%$

При этом перераспределенная эпюра сливается с эпюрами от схем нагрузок 1 + 2 и 1 + 3, т е с расположением временной нагрузки через пролет

Изгибающие моменты в сечениях колонн вычисляют при тех же схемах нагрузки ригеля; за положительный считают момент сил по часовой стрелке в нижнем сечении верхней колонны

По формуле (610)

для первого этажа

$M_{BC} = (448{,}6 - 170{,}1)[2778/(2778 + 1843)] =$

$= 167$ кН м,

для второго этажа

$-M_{BC} = (338{,}2 - 230{,}2)\ 0{,}6 = 64{,}8$ кН м

В верхнем сечении нижней колонны

$-M_{inf} = 448{,}6 - 170{,}1 - 167 = 111{,}5$ кН м,

$M_{inf} = 338{,}2 - 230{,}2 - 64{,}8 = 43{,}2$ кН м

В месте заделки колонны в фундамент (рис 172)

$-M_{inf} = -0{,}5\ 111{,}6 = -55{,}8$ кН м,

$M_{inf} = 0{,}5\ 43{,}2 = 21{,}6$ кН м

Поперечная сила в сечениях колонны

$Q_{inf} = (115 + 55{,}8)/3{,}0 = 55{,}8$ кН,

$Q_{inf} = (43{,}2 + 21{,}6)/3{,}0 = 21{,}6$ кН

Поперечные силы в сечениях ригеля

$Q_{A\,max} = 52{,}9\ 3{,}57 = 189$ кН,

$Q_{B1\,max} = 52{,}9(9 - 3{,}57) = 287$ кН,

$Q_{B2\,max} = 0{,}5\ 52{,}9\ 9 = 238$ кН

Учет податливости стыков. Податливость или деформативность стыков сборных железобетонных элементов может привести к недопустимому снижению сдвиговой жесткости многоэтажного кар-

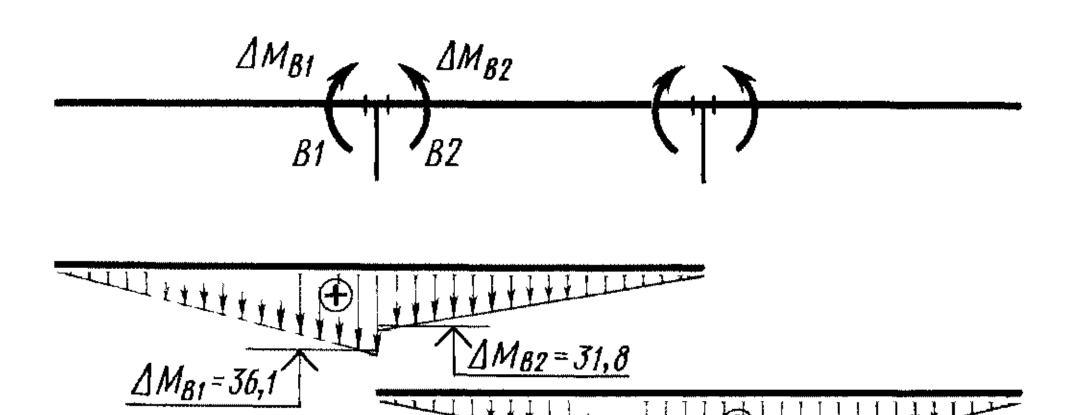


Рис 171 Надопорные выравнивающие эпюры моментов

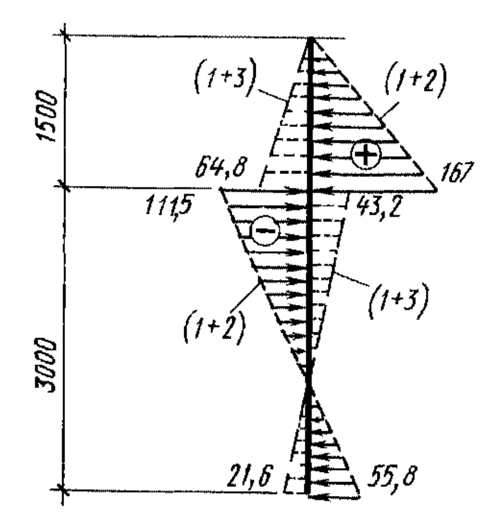


Рис 172 Огибающая эпюра M для колонны рамы

касного здания, поэтому ее необходимо учитывать расчетом

Стыки ригелей и стоек сборного железобетонного рамного каркаса вследствие неупругих деформаций стыковых анкеров, закладных деталей и бетона замоноличивания деформируются При этом первоначальный угол между гранями стыкуемых элементов под действием нагрузки изменяется на величину угла податливости φ При определении сдвиговой жесткости рамы податливость стыков учитывают с помощью коэффициента жесткости стыка, принимаемого как тангенс угла наклона секущей на диаграмме $M-\varphi$ (рис 173)

$$C = M/\varphi. \tag{612}$$

Угол податливости стыка

$$\varphi = (u_1 + u_2)/z, \tag{613}$$

где u_1 и u_2 — измеренные перемещения растянутой и сжатой зон стыка за вычетом перемещений, возникающих на той же базе измерений в монолитных аналогичных стыках, z — расстояние между осями приборов

Коэффициент жесткости стыка (кН м) можно предварительно определить в зависимости от высоты сечения по эмпирической формуле

$$c = 7\ 10^5 h^2, \tag{614}$$

где h — высота сечения стыкуемого элемента

Переменная суммарная погонная жесткость стоек и ригелей каждого яруса с учетом податливости стыков

$$s_k = \sum i_{ck}\left[(1 + \mu_{ck})/(1 + 4\mu_{ck})\right],$$

$$\mu_{ck} = i_{ck}/c_{ck}, \tag{615}$$

$$r_k = \sum i_{gk}/(1 + 6\mu_{gk}),\ \mu_{gk} = i_{gk}/c_{gk}, \tag{616}$$

где i_{ck}, i_{gk} — погонная жесткость стойки и ригеля, c_{ck}, c_{gk} — коэффициенты жесткости стыков стойки и ригеля

Для рамных каркасов с числом этажей $n \geqslant 9$ перемещения от горизонтальной нагрузки

$$\delta_{kk} = \delta_{ik} = x_k/c_2, \tag{617}$$

$$c_2 = 12/[l(1/s + 1/r)], \tag{618}$$

где x_k — расстояние от заделки до k-го этажа, c_2 — сдвиговая жесткость рамного каркаса, s, r — суммарные погонные жесткости стоек и ригелей, определяемые по формулам (615) и (616)

Прогиб от распределенной горизонтальной нагрузки

$$f = M_0/c_2, \tag{619}$$

где M — изгибающий момент в основном от распределенной нагрузки

При характеристике жесткости рамного каркаса $\lambda > 0{,}7$ [см формулу (621)] следует учитывать дополнительные прогибы, возникающие от продольных деформаций стоек При этом прогиб от распределенной горизонтальной нагрузки

$$f = M_0/c_2 + M_0H^2/4B_{op}, \tag{620}$$

$$\lambda = H\sqrt{c_r/B_{op}}, \tag{621}$$

$$B_{op} = \frac{E_B A_l b^2}{1 + A_l/A_r}, \tag{622}$$

где B_{op} — изгибная жесткость рамного каркаса, A_l, A_r — суммарная площадь сечения крайних стоек — левой и правой,

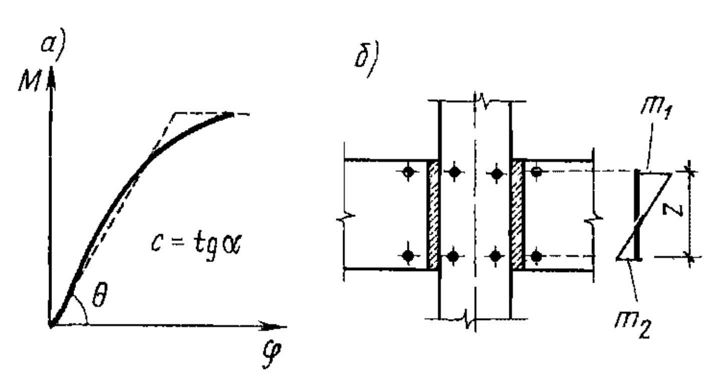


Рис 173 К учету податливости стыков ригелей колонн

а — средний модуль деформации, *б* — схема стыка

b – расстояние между осями крайних стоек

В симметричной раме при $A_l = A_r = A$ изгибная жесткость согласно выражению (622) будет иметь вид

$$B_{op} = E_b A b^2/2 \qquad (623)$$

Осевой податливостью обладают стыки колонн также под действием продольной силы N В зоне стыка колонн развивается дополнительное продольное перемещение u Коэффициент жесткости стыка $c_0 = N/u$ определяют экспериментальным путем, для типовых колонн сечением 40 × 40 см по данным испытаний $c_0 = 7\ 10^6$ кН м Продольные деформации стоек с учетом податливости стыков (при стыках в каждом этаже)

$$\varepsilon = N/(E_b A) + N/(lc_0) = [N(1+\mu_0)]/(E_b A), \qquad (624)$$

где $\mu_0 = E_b A/(lc_0)$

Таким образом, можно считать, что модуль упругости под влиянием податливости стыка стоек уменьшается в $(1 + \mu_0)$ раз Используя выражение (624), можно скорректировать выражение для λ и B_{op} с учетом податливости стыков Например, изгибная жесткость симметричной рамы с учетом податливости стыков стоек согласно выражению (623) будет

$$B_{op} = E_B A b^2/[2(1 + \mu_0)]$$

При учете податливости стыков элементов рамного каркаса, его горизонтальные перемещения могут увеличиваться на 20 40%

§ 43. Многоэтажные гражданские здания

1. Конструктивные схемы. Многоэтажные гражданские каркасные и панельные здания проектируют высотой 12 .16 этажей, а в ряде случаев – 20 этажей и более Сетка колонн, шаг несущих стен и высоты этажей выбирают в соответствии с требоианиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров Каркасные конструкции применяют для различных административных, общественных и других зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис 174)

Ригели принимают однопролетными таврового сечения с частично защемленными стыками, на все опоры передают одинаковые изгибающие моменты, равные 10 20% от полного балочного момента При действии горизонтальных нагрузок обеспечение совместной работы разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы Сборные перекрытия благодаря сварке закладных деталей и замоноличиванию швов между отдельными плитами также обладают высокой жесткостью при изгибе в своей плоскости. Необходимую пространственную жесткость зданий достигают различными вариантами конструктивной схемы, отличающимися между собой способами восприятия горизонтальных нагрузок

При *поперечных многоэтажных рамах* и *поперечных вертикальных связевых диафрагмах* (см рис 153) горизонтальные нагрузки воспринимают вертикальные

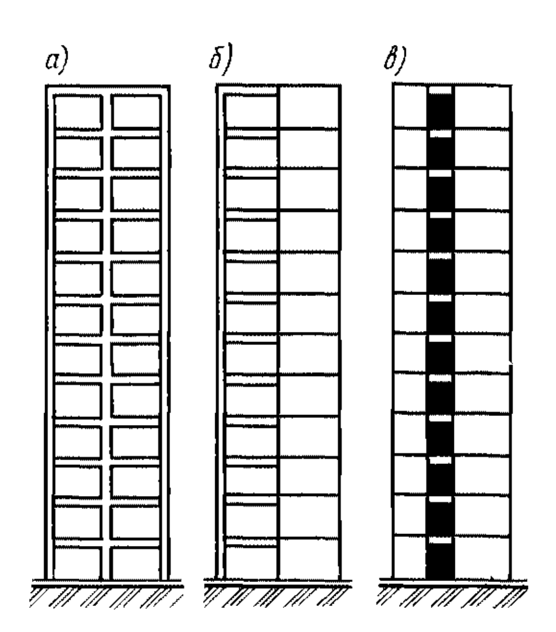


Рис 174 Основные вертикальные конструкции многоэтажных зданий·

а – многоэтажные регулярные рамы, *б* – связевые комбинироваиные диафрагмы, *в* – связевые диафрагмы с проемами

конструкции совместно, и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе *При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам* здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении – по рамной системе Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях Панельные конструкции применяют для жилых домов, гостиниц и т п зданий с часто расположенными перегородками и стенами В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном, иногда в продольном, направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих поперечных стен Многоэтажное панельное здание как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе

2. Основные вертикальные конструкции. Многоэтажные рамы высотой до 16 этажей имеют колонны постоянного сечения по всей длине здания (рис 174,*а*) Увеличения несущей способности колонн нижних этажей достигают повышением класса бетона, процента армирования, применением жесткой арматуры Элементы сборных колонн в целях снижения трудоемкости на монтаже выполняют размером на 3 5 этажа Комбинированные вертикальные связевые диафрагмы, состоящие из сплошной и рамной частей, сохраняют регулярную структуру (постоянные размеры элементов и пролетов ригелей) по всей высоте здания (рис 174,*б*) Вертикальные связевые диафрагмы с проемами имеют железобетонные перемычки, жестко связанные на опорах с простенками, и также сохраняют регулярную структуру по всей высоте здания (рис 174,*в*) Стыки ригелей с колоннами выполняют шарнирными (см рис 118) на скрытых консолях и бесконсольными (см рис 120) При жестком соединении ригелей с колоннами существенно повышается общая жесткость многоэтажного здания и достигается экономия металла в армировании ригелей (по условиям прочности, трещиностойкости и предельных прогибов) Стыки колонн выполняют посредством ванной сварки выпусков стержней диаметром до 40 мм (см рис 122)

Элементами сборных вертикальных связевых диафрагм являются колонны каркаса и панели с полками для опирания плит перекрытий (рис 175) Элементы соединяют сваркой закладных деталей и замоноличиванием Применяют также монолитные панели, бетонируемые на месте возведения после приварки к закладным деталям колонн арматурных сеток Вертикальные связевые диафрагмы в виде ядер жесткости чаще выполняют монолитными в скользящей опалубке В сборных ядрах жесткости элементы стенок малоповторяемы, а из-за значительных сдвигающих усилий, возни-

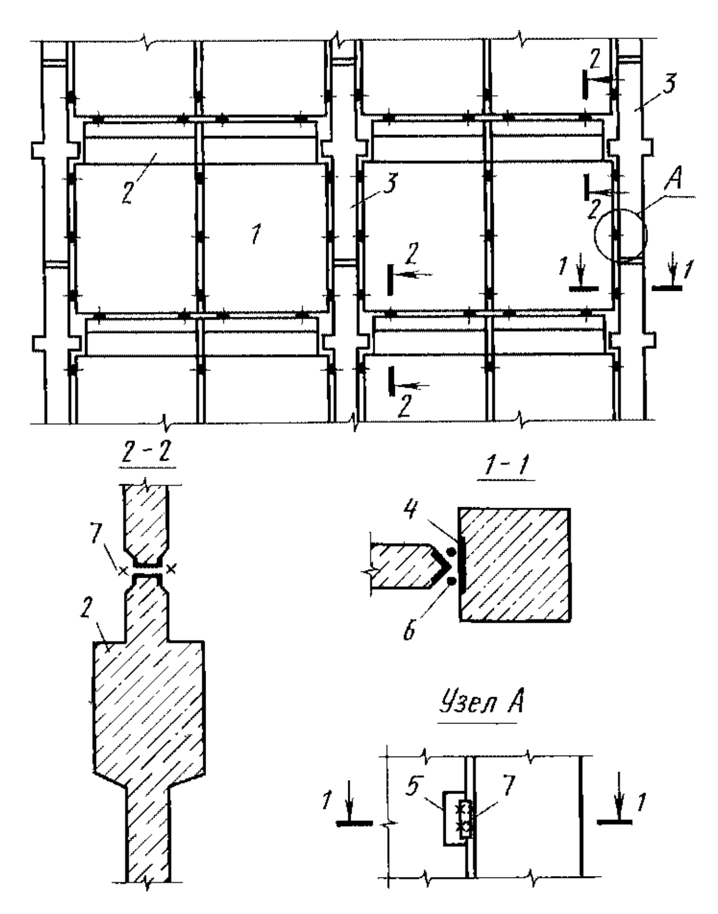


Рис 175 Соединение элементов вертикальной связевой диафрагмы

1 – панели диафрагмы *2* – полки для опирания панелей перекрытий, *3* – колонна каркаса здания, *4* – закладные детали колонн *5* – закладные детали панелей диафрагмы, *6* – стыковые стержни, *7* – монтажная сварка

кающих в углах стенок, при монтаже увеличивается объем сварочных работ

3. Особенности расчета на горизонтальные нагрузки. Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных гражданских зданий устанавливают в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок — по рамной, рамно-связевой, связевой системам Междуэтажные перекрытия рассматриваются как жесткие, недеформирующиеся при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы Расчетные схемы рамно-связевых систем отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм сплошных, комбинированных и с проемами (рис. 176) Вертикальные конструкции, расположенные в здании параллельно друг другу, условно изображают стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуэтажные перекрытия Эти стержни-связи условно считают несжимаемыми и нерастяжимыми Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания

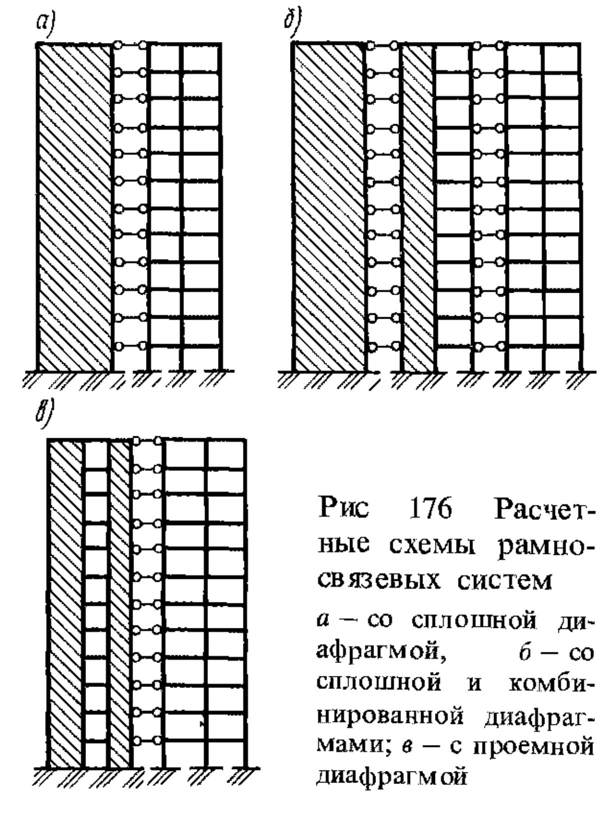


Рис 176 Расчетные схемы рамно-связевых систем

а — со сплошной диафрагмой, *б* — со сплошной и комбинированной диафрагмами; *в* — с проемной диафрагмой

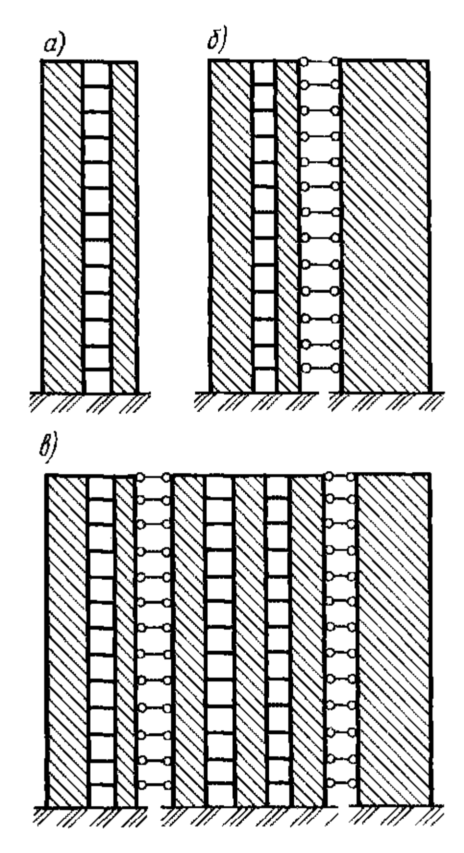


Рис 177 Расчетные схемы связевых систем

а — с проемными диафрагмами *б* — с проемными и сплошными диафрагмами, *в* — с разнотипными диафрагмами

Расчетные схемы связевых систем отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных гражданских зданий в различных сочетаниях сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов (рис 177) В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, расположенные в здании параллельно друг другу, условно также изображают стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями Влиянием продольных деформаций ригелей, перемычек и стержней-связей между вертикальными конструкциями можно пренебречь Также не учитывают деформации сдвига стоек рам и вертикальных диафрагм Отношение высоты сечения вертикальной диафрагмы к ее длине обычно составляет $h/H_0 \leqslant 1/4$ Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчетах снижением их погонной жесткости, а влияние податливости стыков вертикальных диафрагм снижением их изгибной жесткости на 30%

В расчетных схемах многоэтажных зданий регулярной структуры с постоянными по высоте значениями жесткости

элементов дискретное расположение ригелей, перемычек, стержней-связей заменяют непрерывным расположением Усилия, перемещения и динамические характеристики многоэтажных гражданских зданий определяют по формулам, таблицам и программам с использованием ЭВМ Расчетная высота здания $H = H_0 n/(n - 0{,}5)$, где H_0 – расстояние от заделки до оси ригеля верхнего яруса, при числе этажей $n \geqslant 16$ принимают $H = H_0$ Расчетную ветровую нагрузку для зданий высотой 12 этажей и более 40 м определяют с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра Кроме того, должна быть выполнена проверка ускорения колебаний многоэтажного здания при порывах ветра, которое ограничивается $w \leqslant 15$ см/с^2. Прогибы многоэтажного здания определяют от действия нормативной ветровой нагрузки. Прогиб верхнего яруса ограничивают значением $[f] \leqslant H/1000$

Горизонтальную ветровую нагрузку (увеличивающуюся кверху) при расчете многоэтажных зданий заменяют эквивалентной равномерно распределенной или же эквивалентной нагрузкой, распределенной по трапеции При равномерно распределенной нагрузке получают более компактные расчетные формулы и практически точные значения перемещений и усилий в расчетных сечениях. Эквивалентную равномерно распределенную ветровую нагрузку определяют по моменту в основании

$$q_w = 2M_f/H^2, \qquad (625)$$

где M_f – момент в основании от фактической ветровой нагрузки

Глава 8

Междуэтажные перекрытия

§ 44. Сборные ребристые перекрытия с балочными плитами

1. Компоновка конструктивной схемы. Под компоновкой конструктивной схемы перекрытия понимают 1) разделение плана перекрытия температурно-усадочными и осадочными швами на деформационные блоки; 2) определение направления ригелей (главных балок в монолитных перекрытиях): вдоль продольной (рис 178, *б*) или вдоль поперечной (рис 178, *в*) осей здания, 3) выбор размеров пролета и шага ригелей, способа опирания панелей на ригель, типа и размеров панелей перекрытия

Компоновку конструктивной схемы перекрытия производят в зависимости от внешних нагрузок, назначения здания и общих архитектурно-планировочных решений Типовая конструктивная схема сборного ребристого перекрытия с балочными плитами приведена на рис 10 Направление ригелей (вдоль или поперек продольной оси здания) устанавливают в зависимости от жесткости здания и освещенности помещений При размещении ригелей поперек продольной оси здания получают наибольшую поперечную жесткость здания и худшую освещенность потолков, а следовательно, и всего помещения в целом

Плиты опирают на ригели двумя способами· в разных уровнях (рис 178, *а*) или в одном уровне (см рис 116) с ригелями Недостатком первого варианта является наибольшая высота перекрытия, а достоинством – простота поперечного сечения ригелей и монтажа плит, возможность пропуска трубопровода и других

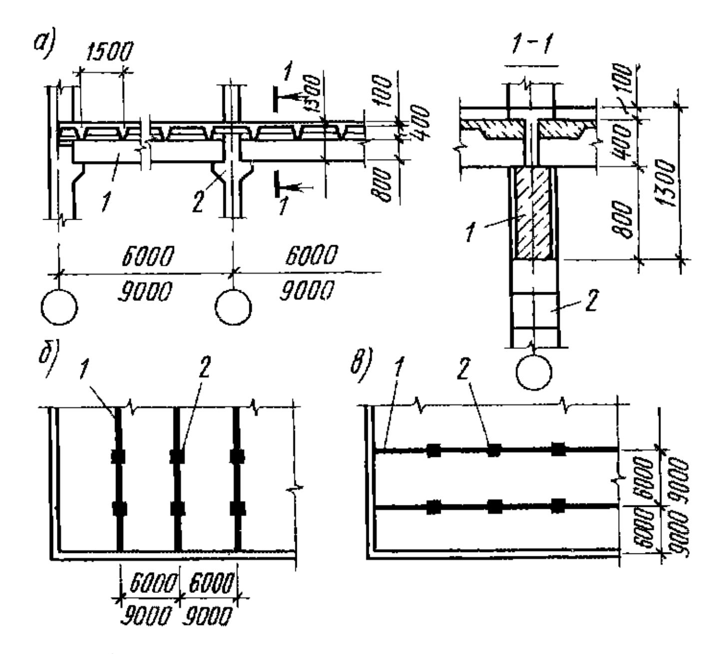


Рис 178 Пример конструктивной схемы ребристого перекрытия с балочными плитами
а – поперечный разрез *б* – ригели поперек здания, *в* – ригели вдоль здания, *1* – ригели, *2* – колонны

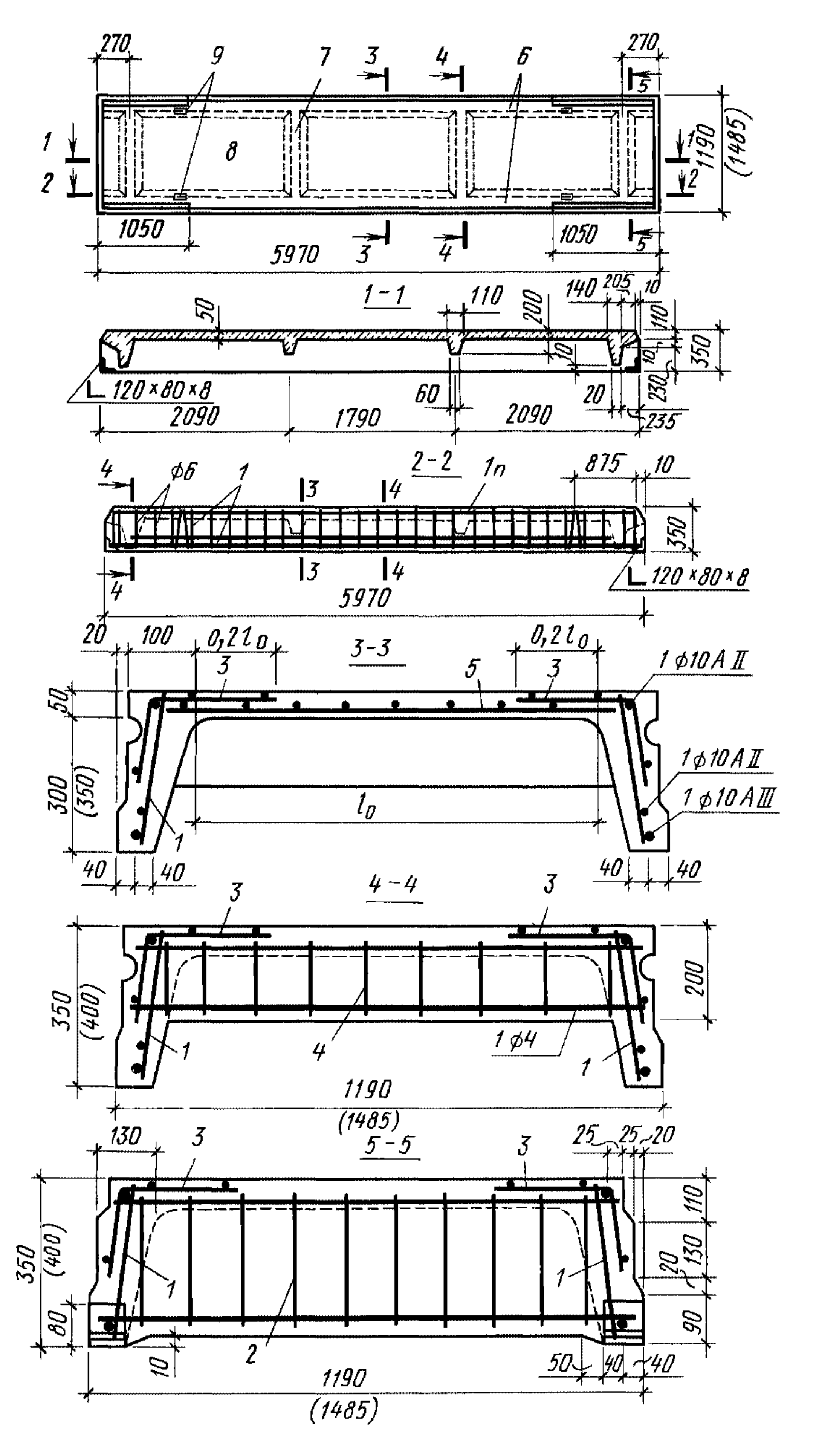


Рис 179 Ребристая плита

1 – арматурные каркасы продольных ребер, *2* – арматурные каркасы торцовых поперечных ребер; *3* – арматурная опорная сетка плиты; *4* – арматурные каркасы средних поперечных ребер, *5* – арматурная пролетная сетка плиты, *6* – продольные ребра, *7* – поперечные ребра, *8* – полка плиты, *9* – монтажные петли размеры в скобах – для плиты номинальной шириной 1500 мм

провисающих коммуникаций над ригелями Размеры пролетов ригелей в зависимости от нагрузки принимают 6 9 м, пролеты плит – 6 м При использовании плит и ригелей из высокопрочных материалов их пролеты могут быть существенно увеличены кратно модулю 0,2 С учетом требований унификации и типизации в каждом конкретном случае пролеты ригелей и плит устанавливают технико-экономическим расчетом

2. Форма поперечного сечения плит перекрытия. Экономичность сборной плиты зависит от правильного выбора формы ее поперечного сечения Сборные плиты работают на изгиб в длинном направлении, следовательно, бетон, расположенный в растянутой зоне ее сечения, в работе плиты не участвует (см. рис 78) Наиболее экономичной будет плита, из растянутой зоны поперечного сечения которой больше всего удалено бетона Этого удается достичь в ребристых плитах (рис 179) В растянутой зоне плиты оставляют лишь продольные ребра, необходимые для размещения рабочей арматуры и для обеспечения прочности плиты по наклонным сечениям

В соответствии с требованиями унификации, стандартизации и в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов размеры ребристой плиты принимают 6 × 1,2 м (1,5, 3 м) или 12 × 1,2 м (1,5, 3,0 м) Рабочая арматура продольных ребер – предварительно напряженная стержневая Полку плиты принимают заделанной по контуру, что обеспечивают расстановкой поперечных ребер 7 так, чтобы отношение сторон полки $l_2/l_1 \leqslant 2$ Наиболее экономичное решение при $l_2/l_1 = 1$, так как при таком отношении изгибающий момент в пролете является минимальным Полку плиты армируют сварными сетками *5* в пролете и *3* – на опорах из условия, что она работает как плита, заделанная по контуру (или как балочная плита, если $l_2/l_1 > 2$) Торцовые поперечные ребра принимают более мощными, чем промежуточные для заполнения щели между соседними помещениями Их устанавливают от края панели на расстоянии, необходимом для пропуска колонн Необходимо назначать минимально возможное количество поперечных ребер, так как они способствуют

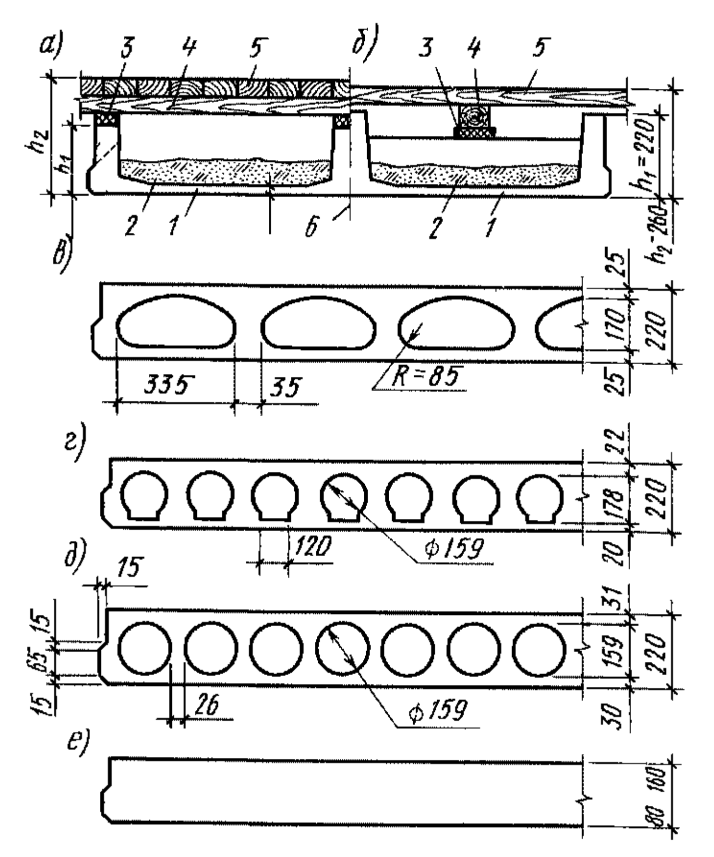


Рис 180 Плиты перекрытия

а – ребристые с деревянным полом по лагам для пролетов до 4 м, *б* – то же, более 4,0 м, *в* – с овальными пустотами, *г* – с вертикальными пустотами, *д* – с круглыми пустотами, *е* – сплошные; *1* – железобетонная ребристая плита с полкой понизу, *2* – звукоизоляционная засыпка, *3* – упругая прокладка; *4* – деревянные лаги, *5* – деревянный пол, *6* – ось симметрии

отложению в кессонах потолка пыли и влаги, а в случае агрессивной среды – вредных для бетона химических соединений Ребристые плиты с полкой поверху в основном применяют для промышленных зданий с нормативными временными нагрузками 10 25 кН/м^2 В гражданских зданиях для перекрытий с деревянными полами по лагам и плоскими потолками экономичными оказываются ребристые плиты с плитой понизу (рис 180, *а*, *б*)

По степени удаления бетона из растянутой зоны за ребристыми следуют плиты с овальными (рис 180, *в*), вертикальными (рис 180, *г*) и круглыми (рис 180, *д*) пустотами В панелях с пустотами толщину полок и ребер (расстояния между пустотами) принимают не менее 25 мм Пустотные и сплошные плиты (из легких бетонов) применяют для жилых и гражданских зданий. Плиты 6 × 3,2 м имеют массу 5000 6000 кг и перекрывают полностью жилую комнату

Таблица 26 **Показатели плит при номинальном пролете и нормативной нагрузке 6...7 кН/м²**

Тип плиты	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м² площади		
		ненапрягаемая арматура	напрягаемая арматура	
			стержневая	проволочная
С овальными пустотами	9,2	8	4,3	3,4
С вертикальными пустотами	10,2	8,5	4,7	3,7
С круглыми пустотами	12	8,5	4,7	3,7
Ребристые с ребрами вверх	8	9,1	5	4
Сплошные двухслойные	12 16	14 16	12 14	10 11

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона (отношение объема бетона к площади плиты) и расходу арматуры на 1 м² площади (табл 26).

Наиболее экономичными являются плиты с овальными пустотами, однако за типовые приняты плиты с круглыми пустотами, потому что они пока более технологичны в изготовлении

3. Расчет плит. Типовые ребристые плиты рассчитывают на нагрузку 25 кН/м² при сетке колонн 6 × 6 м и 15 кН/м² при сетке колонн 9 × 6 м В первом случае плиты опирают на ригели в одном уровне (см рис 116, *а*), а во втором случае – в разных уровнях (см рис 116, *б*) Полку плиты (см рис 179) рассчитывают на местный изгиб в зависимости от отношения размеров между продольными и поперечными ребрами Если отношение $l_2/l_1 > 2$, то полку рассчитывают как неразрезную балку Если отношение $l_2/l_1 \leqslant 2$ – как плиту, работающую в двух направлениях За расчетный пролет l_0 полки плиты принимают расстояние между осями поперечных ребер, а в поперечном направлении – расстояние в свету между продольными ребрами. За расчетный пролет l_0 продольных ребер плиты принимают расстояние между осями опор (рис 181). при опирании на верх ригелей $l_0 = l_n - b/2$, при опирании на полки ригелей $l_0 = l_n - a - b$, при опирании одним концом на верх ригеля, а другим – на стену с глубиной c заделкой $l_0 = l_c - b_1/2 - b_2/2$

Длину плит принимают в зависимости от способа опирания на ригели 5950, 5550 мм (см рис. 116). Высоту h сечения плиты пролетом 5 7 м с ненапрягаемой арматурой, удовлетворяющую одновременно условиям прочности и требованиям жесткости (допустимым прогибам), определяют по приближенным формулам

$$h = \frac{\delta l_0 R_s g\theta + v}{E_s \quad g + v}, \ h_0 = (2{,}7 \quad 3{,}2)\sqrt{\frac{M}{R_b b}}, \tag{626}$$

где δ – коэффициент для ребристых плит с полкой в сжатой зоне $\delta = 30 \quad 34$, для пустотных панелей $\delta = 18 \quad 20$, большие значения принимают при арматуре из стали класса А-II, меньшие – при арматуре из стали класса А-III, g – длительно действующая нагрузка, v – кратковременно действующая нагрузка, θ – коэффициент увеличения прогибов при дли-

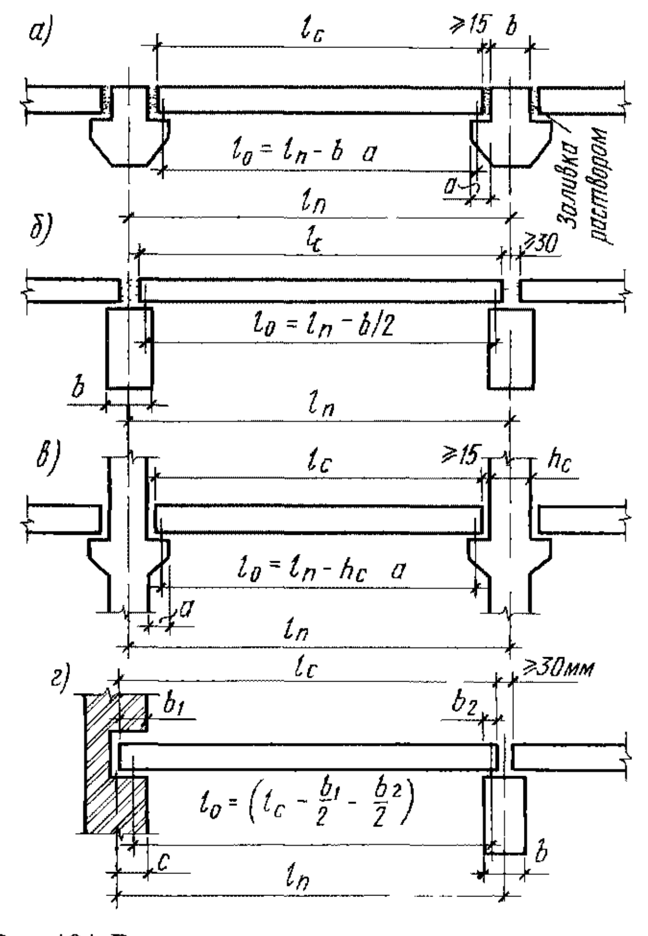


Рис 181 Расчетные пролеты плит при опирании
а – на полки ригелей, *б* – по верху ригелей, *в* – на капители (консоли) колонн, *г* – на стену и прогон

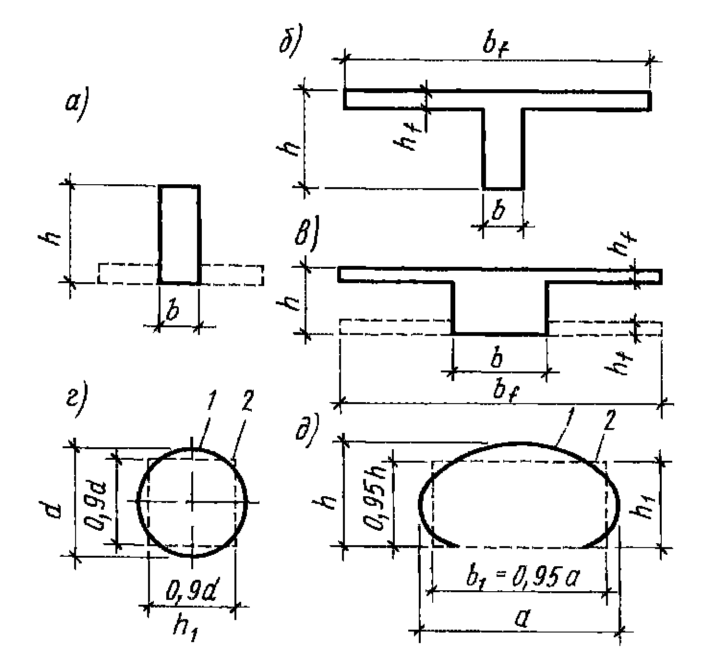


Рис 182 Расчетные поперечные сечения плит
а – прямоугольное; *б* – тавровое, *в* – двутавровое, *г, д* – заданное пустотное и расчетное (пунктиром) сечения

тельном действии нагрузки, для ребристых плит с полкой в сжатой зоне $\theta = 1{,}5$, для пустотных плит $\theta = 2$

Обычно высота плиты $h = (^1/_{15} \quad ^1/_{25})l$

Высота предварительно напряженной плиты

$$h = (^1/_{20} \quad ^1/_{30}) l_0 \tag{627}$$

Плиты всех типов (см рис 180), имеющие только растянутую полку, рассчитывают по расчетному прямоугольному сечению с шириной ребра b (рис 182, *а*) плиты; плиты, имеющие только сжатую полку (рис 179), – по расчетному тавровому сечению (рис 182, *б*) и плиты, имеющие круглые или овальные пустоты, – по расчетному двутавровому сечению (рис 182, *в*), которое при расчете на прочность приводят к тавровому

Положение центра тяжести, величина момента инерции и площадь эквивалентного сечения должны совпадать с соответствующими значениями заданного пустотелого сечения Для этого достаточно заменить фактические отверстия (пустоты) равновеликими прямоугольными вырезами с боков, а толщину всех промежутков между пустотами (отверстиями) сконцентрировать в ребре двутаврового сечения. Для плит с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое *1* сечение находят из условия, чтобы площадь круглого отверстия диаметром d равнялась площади квадратного отверстия *2* со стороной h_1 (рис 182, *б*), т е

$$h_1 = \frac{d}{2}\sqrt{\pi} \approx 0{,}9d \tag{628}$$

Сечение плит с овальными пустотами приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя овальное сечение пустоты (рис 182, *д*) прямоугольным с той же площадью и моментом инерции, соблюдая также условия совпадения центров тяжести овала и заменяющего прямоугольника

Площадь и момент инерции овала

$$A_1 = b_1 h_1,\ I_1 = b_1 h_1^3/12 = A_1 h_1^2/12,$$

откуда

$$h_1 = \sqrt{12 I_1 / A_1},\ b_1 = A_1/h_1, \tag{629}$$

где b_1 и h_1 – ширина и высота эквивалентного прямоугольника

Для обычных пустотных плит с высотой сечения $h = 20 \quad 24$ см и шириной отверстий до 50 см такое приведение можно выполнить упрощенно по данным рис 182 Порядок расчета прогибов плит эквивалентного сечения тот же, что и для изгибаемых элементов с ненапрягаемой или напрягаемой (см § 38) арматурой

4. Конструирование плит. В плитах ребристого сечения с ребрами вверх (см рис 180) основную рабочую арматуру размещают в ребрах в виде сварных каркасов Наряду с рабочей арматурой каркасов в качестве рабочей также учитывают арматуру продольных (распределительных) стержней сеток, расположенных в нижней полке плиты Поперечную арматуру сеток нижней полки плиты рассчитывают на местные нагрузки с учетом жесткого защемления полки в ребрах (по балочной схеме или как плиты, опертой по контуру) Пример армирования ребристой плиты с полкой в сжатой зоне приведен на рис 179

В плитах с круглыми пустотами продольную рабочую арматуру включают в нижнюю (конструктивную) сетку, нижнюю и верхнюю конструктивные сетки проверяют расчетом на эксплуатационные усилия, а также на усилия, возникающие при распалубке, транспортировании и монтаже Поперечная арматура сеток воспринимает растягивающие усилия при местном изгибе полок между

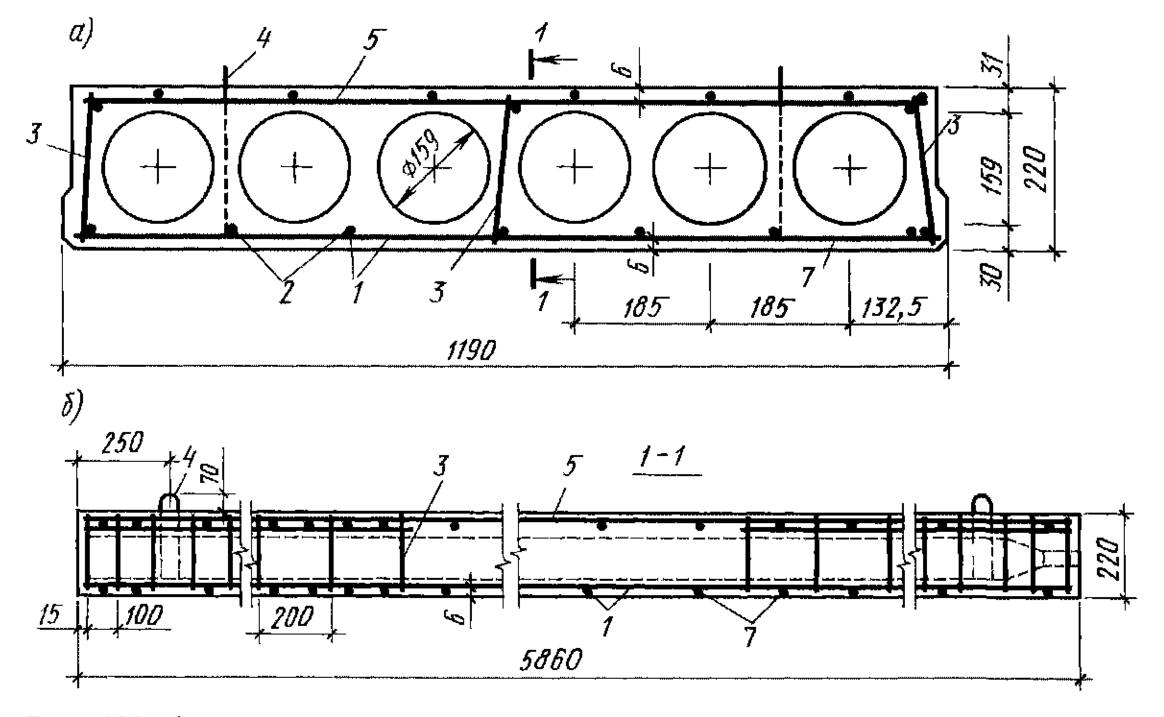


Рис 183 Армирование плит с круглыми пустотами

а — поперечное сечение; *б* — продольный разрез; *1* — нижняя плоская сварная сетка, *2* — продольная рабочая арматура, *3* — вертикальные плоские сварные каркасы, *4* — монтажная петля, *5* — верхняя плоская сварная сетка, *6* — защитный слой бетона толщиной 15 мм, *7* — поперечная (распределительная) арматура

ребрами плиты У опор в крайних ребрах (при необходимости – в среднем ребре) устанавливают каркасы по расчету на поперечную силу (рис 183) Пример армирования плит приведен на рис 184 При соблюдении условия (200) поперечную арматуру в многопустотных плитах высотой 300 мм и менее не устанавливают

Монтажные петли закладывают по четырем углам плиты и приваривают

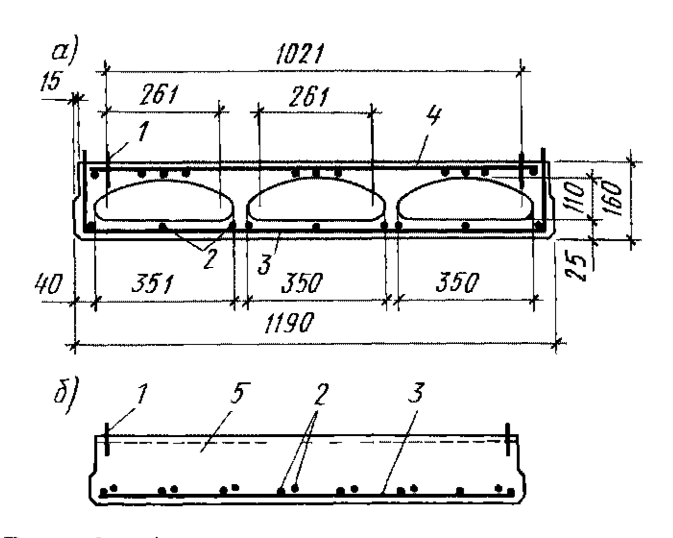


Рис 184 Армирование плит

а — с овальными пустотами, *б* — сплошных, *1* — петли для подъема d = 10 класса А-I; *2* — рабочая напрягаемая арматура, *3* — нижняя плоская сварная сетка (распределительная арматура), *4* — верхняя плоская сварная сетка (распределительная арматура), *5* — узкие сварные сетки в сжатой зоне сечения

к основной арматуре В местах установки петель сплошные плиты армируют дополнительными верхними сетками Арматуру плиты (сварные сетки и плоские сварные каркасы) при возможности необходимо объединять в один пространственный каркас, удобный для установки в форму при бетонировании плит Армирование плит высокопрочной проволокой класса Вр-II требует громоздкого и дорогостоящего оборудования, поэтому чаще применяют менее эффективное, но простое армирование стержневой арматурой повышенной прочности классов А-IV, А-V и Ат-IVC, Ат-V с натяжением арматуры электротермическим или электротермомеханическим методами Способ армирования и класс рабочей арматуры предварительно напряженных плит в каждом конкретном случае выбирают с учетом технико-экономических показателей и технологических возможностей завода-изготовителя

В ребристых плитах с полкой в сжатой зоне при небольшой площади опирания продольных ребер на ригели рабочая арматура должна иметь на концах специальные анкеры из приваренных уголков, обеспечивающие закрепление стержней на опорах (см рис 179) Длину опирания плиты на кирпичные стены

определяют расчетом кладки на местное сжатие с соблюдением требований анкеровки арматуры в железобетонных конструкциях на опорах и принимают не менее 75 мм для пролетов до 4 м и не менее 120 мм – для пролетов более 4 м

Швы между плитами следует тщательно заполнять раствором (зачеканивать), чтобы обеспечить их совместную работу при неравномерном приложении нагрузок и звуконепроницаемость (см рис 116)

5. Расчет ригелей. Длину ригеля перекрытий многоэтажных зданий с сеткой колонн 6 × 6 м принимают 4980, 5280, 5480 мм, а для зданий с сеткой колонн 9 × 6 м – 7980, 8280, 8480 мм в зависимости от вида опирания на колонны Ригели продольных рам имеют длину 5480 мм Ригели балочного сборного перекрытия являются элементами рамной (поперечной, а иногда продольной) конструкции При свободном опирании концов ригеля на стены и пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, ригель можно рассчитывать как неразрезную балку Расчет производят по методу предельного равновесия (см § 43)

Изгибающие моменты и поперечные силы от внешних нагрузок определяют по таблицам Справочника проектировщика За расчетный пролет принимают расстояние между осями колонн При опирании крайнего конца ригеля на стену расчетный пролет принимают равным расстоянию от оси опоры до оси колонны За расчетную схему ригеля принимают пятипролетную балку (если число пролетов пять и более), потому что M и Q во всех средних пролетах те же, что и в третьем пролете Для получения величин изгибающих моментов, примерно одинаковых по всей длине балки, рекомендуется принимать $l_1 = 0{,}9l_2 = 0{,}9l_3$

Поперечное сечение ригелей принимают прямоугольным с отношением сторон $b/h = {}^1/_4 \quad {}^1/_5$ шириной $b = 100$, 120, 150, 180, 200, 220, 250 и далее через 50 мм Для определения массы ригеля высоту h предварительно назначают из условия $h_0 = ({}^1/_{10} \quad {}^1/_{16})\,l$ в зависимости от нагрузки $(g + v)$ на 1 м ригеля или по табл 30 с некоторым увеличением по сравнению с величиной, указанной в таблице. Небольшая ширина ригеля позволяет скрыть его в плоскости перегородок, что не мешает архитектурному оформлению потолка и стен Наименьшую ширину ригеля наверху при двустороннем опирании плит перекрытий принимают равной 180 мм.

Если из архитектурных соображений требуется, чтобы выступающая из потолка часть ригеля имела небольшие размеры (при отсутствии в помещении перегородок), то ширину ригеля увеличивают и полки устраивают ниже верха ригеля на толщину плиты (см рис 116); полки ригелей рассчитывают по аналогии с консолями колонн (см § 30).

Ширину ребра тавровых и двутавровых ригелей (балок) принимают минимальной из условия размещения поперечной арматуры и удобства бетонирования, но не менее 120 мм в монолитных балках и 80 мм – в сборных Полезную высоту ригеля принимают равной

$$h_0 = 1{,}8\sqrt{M_{bor}/(R_b b)} \qquad (630)$$

и в соответствии с унификацией окончательно назначают ее кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм – при большей высоте

В формуле (630) 1,8 – коэффициент, соответствующий рекомендуемому значению относительной высоты бетона сжатой зоны для ригелей $\xi_{opt} \approx 0{,}35 = x/h_0$, M_{bor} – максимальный момент по грани колонны

Пример определения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в неразрезном ригеле приведен в § 43, а пример подбора сечения бетона и арматуры по M и Q – в § 23 и 24 При этом поперечные силы принимают равными:

на крайней свободной опоре

$$Q_A = 0{,}4\,(g + v)\,l_0\,, \qquad (631)$$

на первой промежуточной опоре слева

$$Q_{B\,l} = 0{,}6\,(g + v)\,l_0, \qquad (632)$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах

$$Q_{B,r} = Q_{c,l} = Q_{c\,r} = 0{,}5\,(g + v)\,l_0 \qquad (633)$$

Разница в значениях поперечных сил обусловлена влиянием опорных моментов, например

$$Q_{B\,l} = Q_A + (M_{B\,bor} - 0)/l_0 = 0{,}6\,(g + v)\,l_0.$$

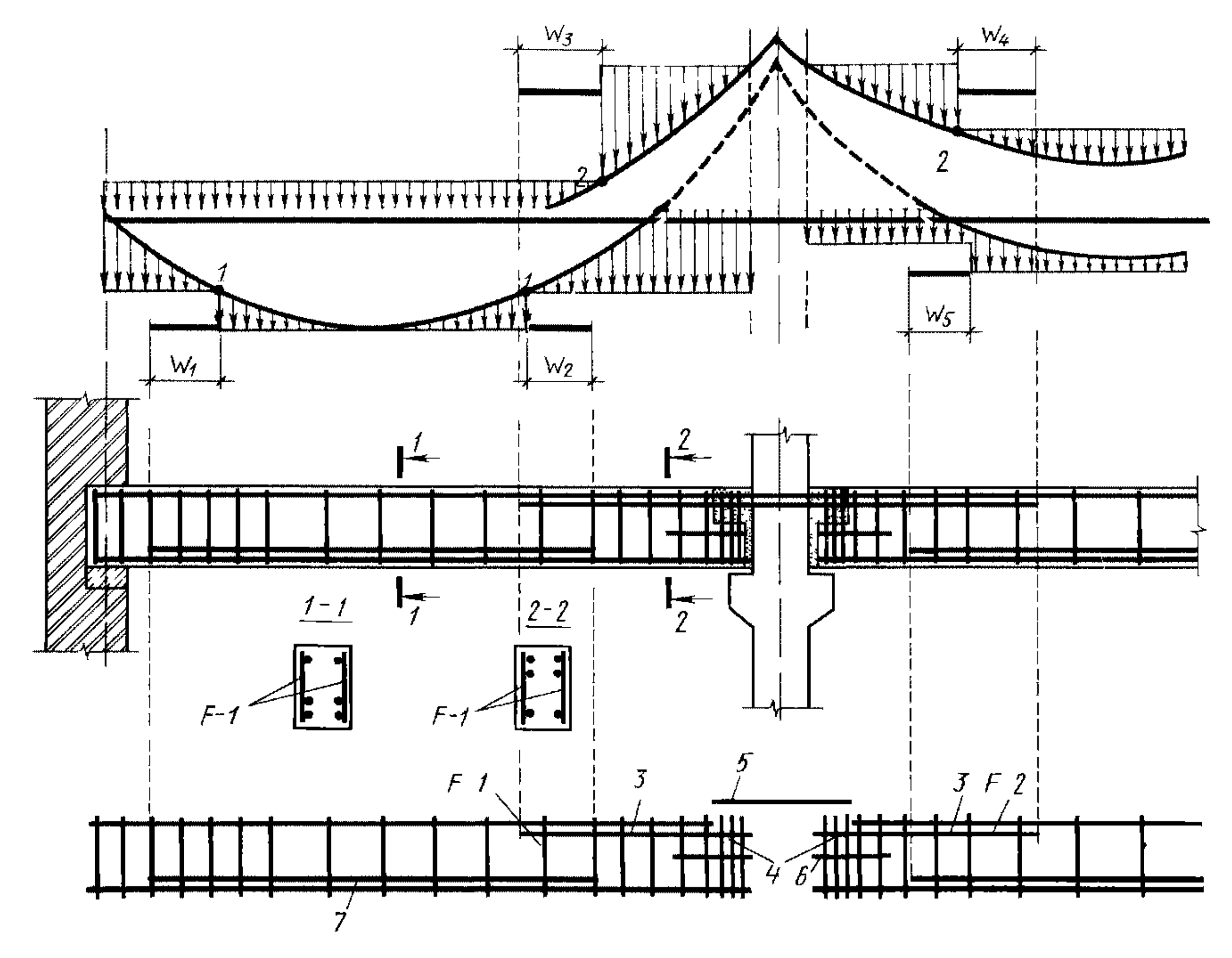


Рис 185 Армирование ригеля

1 – точки теоретического обрыва рабочих стержней *7* в пролете *2* – то же рабочих стержней *3* на опоре *4* – хомуты (выпуски) для армирования бетона замоноличивания стыка *5* – стыковые закладные детали на опоре; *6* – арматура подрезки

6. Армирование ригелей. Сечение продольной рабочей арматуры, укладываемой в нижней зоне балок, определяют по максимальным положительным (пролетным) моментам, а сечение продольной рабочей арматуры, укладываемой в верхней зоне балок (над их опорами), – по максимальным отрицательным (опорным) моментам у граней опор

Ригели армируют одним сварным каркасом посередине при ширине ригеля $b \leqslant 15$ см, двумя и большим числом каркасов – при $b > 15$ см (см рис 66) В ригелях высотой $h > 300$ мм хомуты устанавливают по всей длине независимо от расчета (в балках и ребрах панелей высотой 150 300 мм хомуты, если они не требуются по расчету, ставят у концов элемента на длине не менее $^1/_4$ его пролета, при высоте балки или ребра менее 150 мм хомуты не ставят, если они не требуются по расчету)

По мере удаления от расчетных сечений ординаты огибающей эпюры M уменьшаются, поэтому в целях экономии арматуры целесообразно часть рабочей арматуры оборвать в соответствии с изменением ординат огибающей эпюры моментов Для этого строят эпюру арматуры (рис 185), позволяющую наглядно контролировать место теоретического отрыва рабочих стержней Жесткое стыкование ригелей между собой производят в соответствии с рис 117 120

Для рабочей продольной ненапрягаемой арматуры применяют стержни диаметром 12 32 мм, потому что стержни большего диаметра имеют большую зону анкеровки в бетоне и вызывают трудности при производстве работ Применение стержней различных диаметров усложняет производство работ, поэтому в одном ригеле рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочей арматуры, разница между которыми принимается не менее 2 мм При этом более толстые стержни размещают в углах Ненапрягаемую арматуру располагают по высоте в один или два ряда, потому что с приближением

арматуры к нулевой линии в ней снижаются напряжения Для предварительно напряженной арматуры количество рядов не ограничивается, потому что напряжения в ней с приближением к нулевой линии ригеля снижаются относительно меньше

Минимальный диаметр поперечной арматуры из условия свариваемости с продольной арматурой принимают равным 6   10 мм, а в вязаных каркасах — 6 мм при высоте балок $h \leqslant 800$ мм и не менее 8 мм — при высоте балок $h > 800$ мм

§ 45. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами

1. Конструктивная схема. Компоновка конструктивной схемы монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами аналогична сборным ребристым перекрытиям с балочными плитами (см § 44) Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами (см рис 154) состоит из плиты *4*, работающей по короткому направлению (l_{pl}) как неразрезная балка, и системы перекрестных балок главных *2*, опирающихся на колонны *1*, и второстепенных балок — ребер *3*, опирающихся на главные балки Шаг колонн редко принимают более 6   8 м Главные балки располагают по короткому шагу колонн, так как на них действуют большие нагрузки, чем на второстепенные балки Пролет главных балок $l_1 = 6{,}0$ 8,0 м Пролет плиты (шаг второстепенных балок) редко принимают более 1,7   2,7 м Пролеты второстепенных балок l_2 составляют 6   8 м

Экономичность ребристых перекрытий с балочными плитами зависит от толщины плиты h_f, минимальные ее значения 4 см — для покрытий, 5 см — для гражданских и 6 см — для промышленных зданий Толщину плиты h_f находят в зависимости от пролета и нагрузки Конструктивную схему монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами определяют технико-экономическим расчетом При определении величин нагрузок, передаваемых от одних элементов другим, все элементы, несмотря на их фактическую неразрезность, принято рассматривать как разрезные

2. Расчет плиты. Расчет плиты проводят в два этапа в первом — определяют изгибающие моменты M и поперечные силы Q в расчетных сечениях по заданным внешним нагрузкам, во втором — по найденным M и Q определяют сечение рабочей арматуры из условия удовлетворения требований предельного состояния первой группы

Монолитные балочные плиты при расчете рассматривают как полосы (балки) шириной 1 м, вырезанные из плиты параллельно ее коротким сторонам (рис 186) За расчетную схему плиты

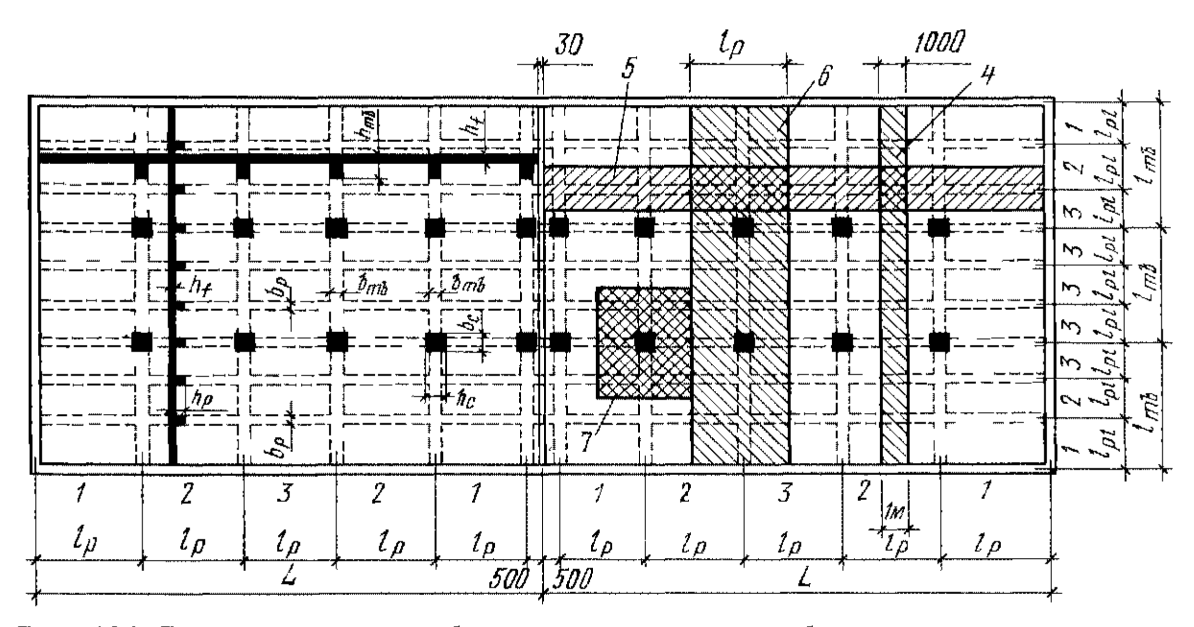


Рис 186. Расчетная схема ребристого перекрытия с балочными плитами

1 — первые (крайние) расчетные пролеты второстепенной балки, *2* — то же, вторые (от края) *3* — то же, третьи (все средние), *4* — расчетная полоса плиты перекрытия *5* — грузовая площадь второстепенной балки, *6* — то же, главной балки; *7* — то же, колонны

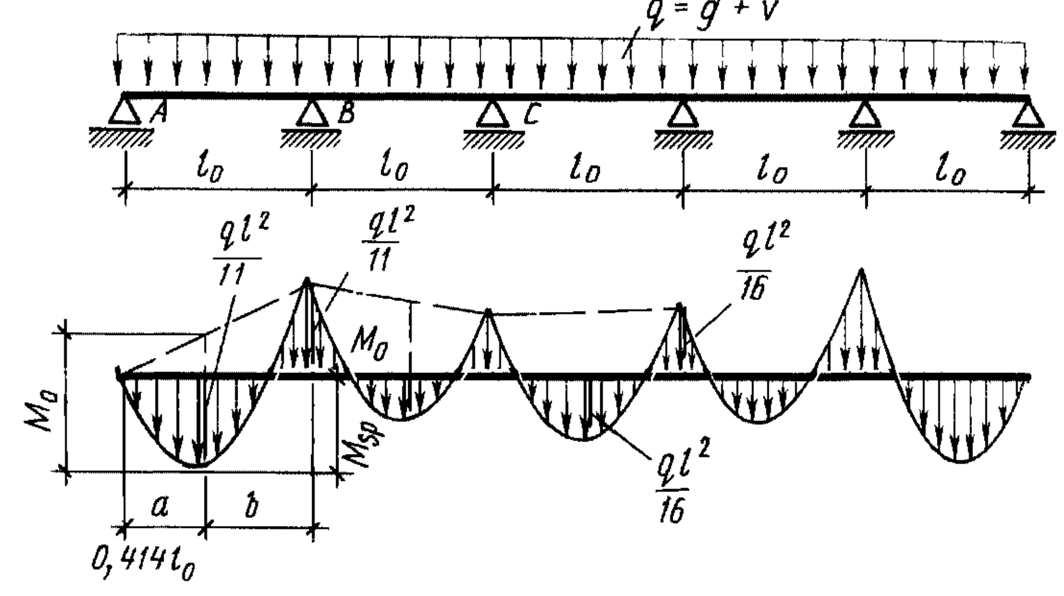


Рис 187 Расчетная схема и эпюра M монолитной балочной плиты

принимают пятипролетную балку (рис. 187), так как усилия во всех средних пролетах плиты незначительно отличаются от усилий в третьем пролете За расчетный пролет l_0 плиты принимают расстояние в свету между второстепенными балками При свободном опирании крайнего конца плиты расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию от оси опоры до боковой поверхности противоположного ребра или балки

Нагрузка на 1 м^2 плиты складывается из постоянной нагрузки g от собственных весов плиты, утеплителя и конструкции пола и полезной (временной) нагрузки v При ширине полосы плиты, равной 1 м, нагрузка $(g + v)$, приходящаяся на 1 м^2 плиты, в то же время является нагрузкой на 1 м полосы. Плиты монолитных ребристых перекрытий рассчитывают по методу предельного равновесия (см § 43)

Изгибающие моменты в средних пролетах и на средних опорах для плит, защемленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, уменьшают на 20 %, учитывая влияние распора в предельном равновесии Поперечные силы на опорах плиты определяют по формулам (631) (633) Прочность наклонных сечений сплошных плит обычно оказывается достаточной из-за большого значения их ширины b

Площадь сечений арматуры в расчетных сечениях плиты определяют как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой шириной $b = 100$ см и высотой h_{pl}, равной толщине плиты. За расчетную принимают сечение плиты в местах действия расчетных (максимальных) пролетных и опорных изгибающих моментов В каждом расчетном сечении плиты по формуле (167) определяют коэффициент α_m, по которому в прилож. 21 находят коэффициент ξ или ζ, а по ним по формулам (172) или (170) определяют площадь сечения растянутой арматуры (см § 23)

По общей площади сечения рабочей арматуры по прилож 8 подбирают диаметр и число стержней при армировании отдельными стержнями или по прилож 36 определяют марки сеток при армировании сварными сетками· на 1 м ширины плиты обычно принимают целое число рабочих стержней (5 14 шт) и устанавливают их с одинаковым шагом Общая площадь поперечного сечения принятых стержней может отличаться в большую или меньшую сторону от расчетной площади арматуры не более ±5 % Все средние пролеты многопролетной плиты армируют по третьему пролету

3. Армирование плит отдельными стержнями. Способ армирования балочных плит монолитных ребристых перекрытий отдельными стержнями не является индустриальным, поэтому его применяют только при небольших объемах работ, в плитах с большим числом отверстий

и при отсутствии на строительной площадке сварных сеток Диаметр рабочих стержней принимают 6 10 мм, а в тяжело нагруженных плитах – до 12 16 мм Расстояние между осями рабочих стержней в средней части пролета и над опорами устанавливают не более 20 см – в плитах толщиной до 15 см, а в плитах толщиной более 15 см – не более $1{,}5h_{pl}$ На остальных участках это расстояние принимают не более 400 мм

В плитах толщиной более 350 мм расстояние между осями рабочих стержней диаметром более 20 мм увеличивают до 600 мм В соответствии с огибающей эпюрой моментов часть пролетной рабочей арматуры переводят с помощью отгибов в опорную рабочую арматуру (рис 188, *а*) Отгибы стержней воспринимают растягивающие усилия от поперечной силы. Их выполняют под углом 30° к плоскости плит толщиной до 10 см и под углом 45° – в плитах большей толщины У крайних свободных опор третью часть пролетных стержней также отгибают вверх для восприятия изгибающих моментов, возникающих в результате частичного защемления концов плиты каменной или бетонной кладкой Отгибы располагают: у промежуточных опор – на расстоянии $^1/_6\, l_0$ от грани балки, а у крайней опоры (у стены) – на расстоянии $1/10l_0$ от грани стены Верхнюю арматуру заводят за опору на $1{,}4l_0$, если $v < 3g$, и на $1/3l_0$, если $v \geqslant 3g$

Прямые участки опорной рабочей арматуры рекомендуется заканчивать крюками, которые доводят до опалубки Прямые участки пролетной рабочей арматуры из гладких стержней заканчивают полукруглыми анкерующими крюками (см. рис 65, *б*) на крайних опорах и оставляют без крюков на промежуточных опорах Расстояние между стержнями, доводимыми до опоры, не должны превышать 350 мм, причем площадь

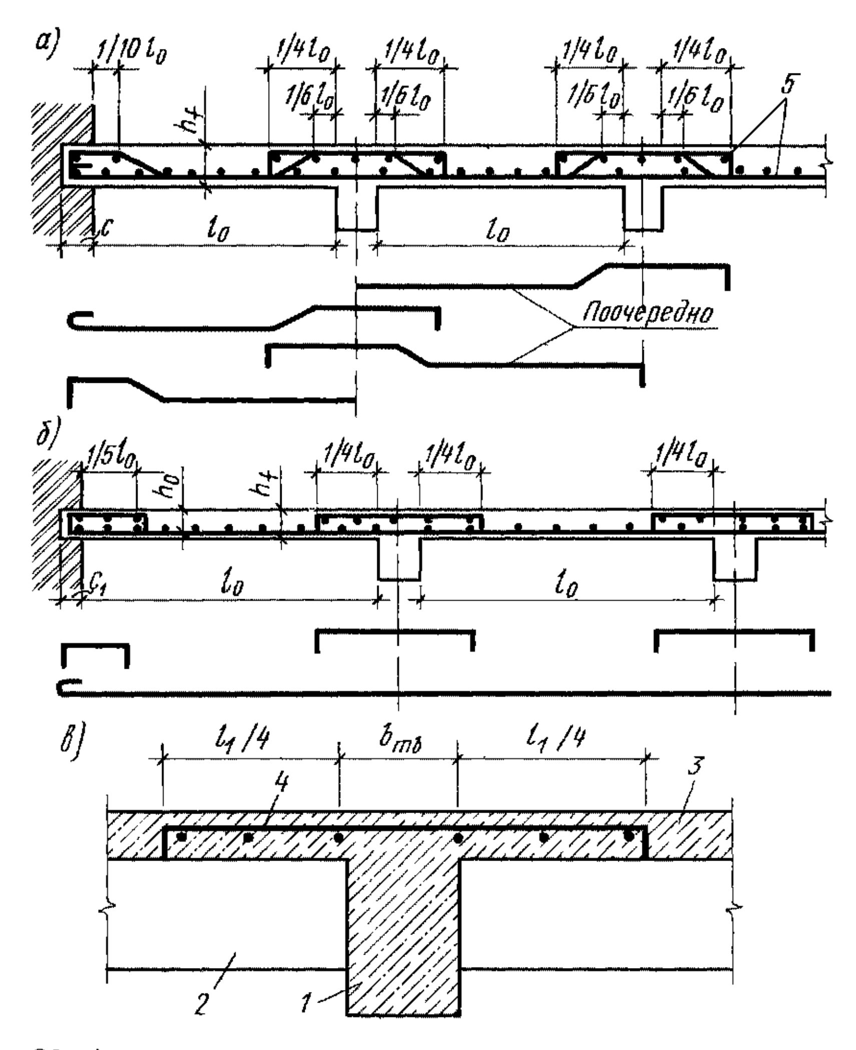


Рис 188 Армирование плиты отдельными стержнями

а – при толщине плиты более 80 мм, *б* – при толщине плиты менее 80 мм, *в* – сопряжение плиты с главной балкой, *1* – главная балка *2* – второстепенная балка; *3* – плита; *4* – дополнительная арматура, *5* – распределительная арматура, $c > h > 120$ мм, $c_1 > h_1 > 120$ (для кирпичной стены)

сечения этих стержней на 1 м принимают не менее $^1/_3$ площади сечения пролетных рабочих стержней (на 1 м), определенной по наибольшему изгибающему моменту

Перпендикулярно пролетной и опорной рабочей арматуре укладывают распределительные стержни, которые связывают вязальной (мягкой отожженной) проволокой диаметром 0,8 1 мм в точках пересечения (обычно через один узел) с рабочими стержнями Распределительная арматура необходима для лучшего распределения нагрузки (сосредоточенной) на рабочие стержни плиты, для противодействия появлению трещин от усадки и температурных колебаний, а также для удержания рабочих стержней на установленных расстояниях друг от друга при бетонировании Площадь сечения распределительной арматуры принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры (на 1 м), но не менее трех стержней на 1 м Диаметр распределительной арматуры назначают 3 8 мм, а шаг – 250 350 мм

В плитах толщиной $h_f \geqslant 120$ мм и при содержании рабочей арматуры до 1,5% расстояние между стержнями распределительной арматуры допускается увеличивать до 600 мм

На всех участках плиты расстояние между стержнями рабочей и распределительной арматуры принимают не менее 50 мм из условия лучшего уплотнения бетона при вибрировании

В крайних пролетах и на первой промежуточной опоре в соответствии с бо́льшими моментами укладывают и большее количество стержней, иногда используют то же количество стержней, но больших диаметров Плиты толщиной 80 мм и более армируют тремя типами чередующихся отогнутых стержней (рис 188, *а*), плиты толщиной менее 80 мм (рис 188, *б*) армируют прямыми стержнями, чередующимися со скобами

В перекрытии с балочными плитами рабочая арматура плиты проходит параллельно главным балкам, вследствие этого сопряжение плиты с главной балкой остается неармированным. Для восприятия растягивающих напряжений, возникающих в местах сопряжения плиты с главной балкой, укладывают в верхней зоне плиты перпендикулярно оси главной балки дополнительную арматуру не менее 8 стержней $d = 6$ на 1 м и не менее $^1/_3$ сечения пролетной рабочей арматуры плиты (рис 188, *в*) Ее заводят в каждую сторону плиты от грани главной балки (прогона) на длину не менее $^1/_4$ расчетного пролета плиты

При армировании плиты особое внимание обращают на соблюдение толщины защитного слоя, так как незначительное смещение арматуры внутрь от ее проектного положения может вызвать существенное перенапряжение в арматуре и в бетоне и тем самым привести к обрушению плиты Смещение арматуры наружу снижает ее коррозионную стойкость, что тоже может вызвать обрушение плиты

4. Армирование плит сварными плоскими и рулонными сетками. Армирование плит сварными плоскими и рулонными сетками коренным образом улучшает методы арматурных работ, поэтому оно является основным видом армирования плит Рулонные сетки позволяют производить непрерывное армирование (рис 189), что более индустриально по сравнению с раздельным армированием плоскими сетками (рис 190) Сетки подбирают по сортаменту, приведенному в прилож 36, в соответствии с расчетной площадью пролетной и опорной рабочей арматуры

Непрерывное армирование применяют при диаметре рабочих стержней 5 мм и менее из стали класса Вр-I Рулон сетки с продольным расположением рабочих стержней раскатывают по опалубке поперек второстепенных балок (рис 189, *а*) На опорах сетку укладывают на верхнюю арматуру каркасов, а в пролете крепят загнутыми гвоздями к опалубке, оставляя необходимые зазоры на толщину защитного слоя, образуемого с помощью фиксаторов (см рис 64) Нижний перегиб сетки выполняют на расстоянии 0,25 пролета плиты от оси опоры

В крайних пролетах и на крайних опорах с большими изгибающими моментами по сравнению со средними в соответствии с расчетной площадью рабочей арматуры укладывают дополнительную рулонную сетку, концы которой заводят за промежуточную опору на 0,25 пролета плиты (рис 189, *б*) Вместо до-

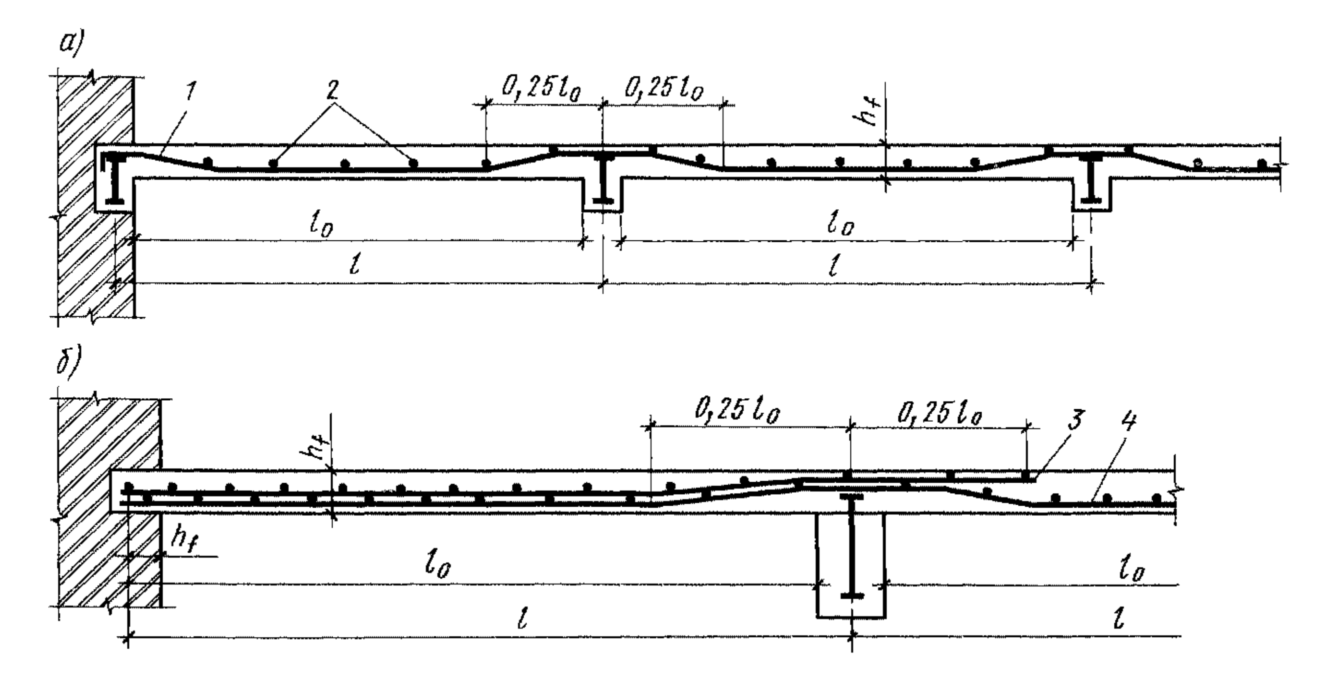


Рис 189 Армирование плиты рулонными сварными сетками

а – одной сеткой, *б* – дополнительной сеткой в первом пролете и на опоре, *1* – рабочая (растянутая) арматура (продольные стержни сетки), *2* – распределительная арматура (поперечные стержни сетки)· *3* – дополнительная рулонная сетка или отдельные стержни, *4* – основная рулонная сетка

полнительной рулонной сетки можно укладывать отдельные стержни с прямыми крюками на концах Стержни привязывают вязальной проволокой к основной рулонной сетке. Площадь рабочих (продольных) стержней дополнительной рулонной сетки или отдельных стержней определяют разницей между расчетной площадью рабочей арматуры для данного пролета плиты и площадью рабочей (продольной) арматуры основной рулонной сетки

Раздельное армирование применяют при диаметре рабочей арматуры 6 мм и более из стали класса А-III Рулон сетки с поперечным расположением рабочих стержней раскатывают вдоль второстепенных балок· по низу плиты в пролетах и по верху – над опорами (см. рис 190) Вместо рулонной сетки применяют отдельные плоские сетки В соответствии с большими расчетными моментами (обычно в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами)

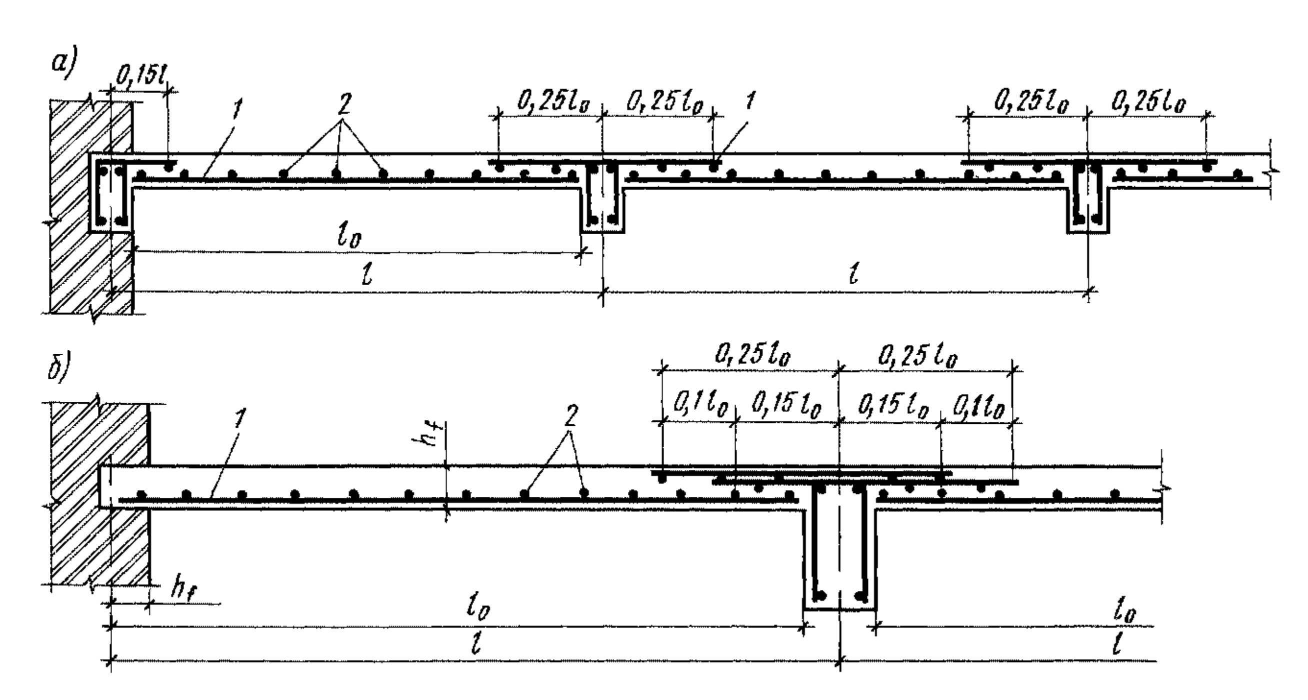


Рис 190 Армирование плиты плоскими сварными сетками

а – одной сеткой над опорой, *б* – двумя сетками над опорой, *1* – рабочая арматура (поперечные стержни сетки); *2* – распределительная арматура (продольные стержни сетки)

укладывают более мощные сетки Ширину рулонной или плоской сеток для пролетных полос подбирают по пролету плиты. Для надопорных полос ширину рулонной или плоской сеток принимают равной 0,5 пролета плиты Сетки стыкуют в обоих направлениях, как показано на рис 45 и 46

В плитах толщиной более 90 мм в целях экономии металла надопорную арматуру можно составлять из двух сеток с взаимным смещением (с перепуском) на длину не менее 0,1 пролета плиты; ширину каждой сетки принимают не менее $0{,}4l$ (рис. 190, *б*) При монолитной связи крайнего пролета плиты с бортовой балкой над последней укладывают конструктивную сетку на ширину 0,15 пролета плиты (рис 190, *а*) Рулонные и сварные сетки с меньшим размером ячейки (менее 100 мм) применяют только для нижней арматуры плиты, а для надопорных сеток меньший размер ячейки принимают равным 100 мм и более, чтобы не затруднять укладку бетона в балки На свободных опорах для улучшения анкеровки в бетоне рулонные или отдельные плоские сетки должны иметь хотя бы один поперечный стержень за гранью опоры, в противном случае такой стержень нужно специально приваривать или концы рабочих стержней сеток заканчивать анкерными крюками (см рис 52, *б*)

Отверстия в плитах (для труб, вентиляционных шахт) армируют по периметру дополнительно приваренными стержнями без увеличения толщины плиты. Сечение дополнительной (окаймляющей) арматуры должно быть не менее суммарной площади сечения стержней, прерываемых отверстием

5. Расчет второстепенной балки. Второстепенные балки монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами, как и балочные плиты, рассчитывают по методу предельного равновесия (см § 43) На них передается равномерно распределенная нагрузка $(g+v)$ от плиты, равная нагрузке на 1 м^2 плиты, умноженной на расстояние между осями второстепенных балок l_{pl} (см рис 186), и нагрузка от собственной массы второстепенных балок, равная площади их поперечного сечения, умноженной на плотность железобетона

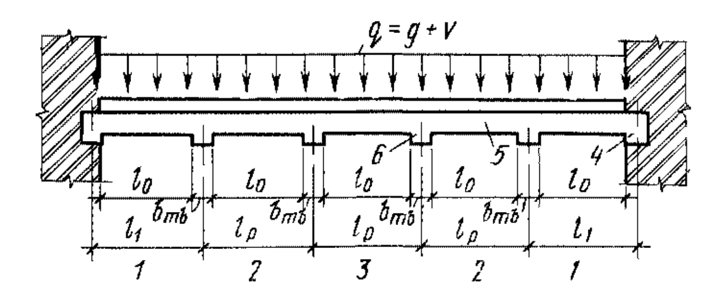


Рис 191 Расчетная схема неразрезной многопролетной второстепенной балки

1 – первые (крайние) пролеты, *2* – вторые от края пролеты; *3* – все средние пролеты *4* – обвязочная балка или стена, *5* – второстепенная балка, *6* – главная балка

За расчетный пролет принимают расстояние в свету между главными балками $l_0 = l_p - b_{mb}$ (рис 191) При опирании крайнего конца второстепенной балки на стену расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию от центра опоры на стене до боковой поверхности главной балки, при опирании на контурные обвязочные балки – равным расстоянию между боковыми поверхностями обвязочной и главной балок За расчетную схему второстепенной балки принимают пятипролетную балку (если число пролетов пять и более) Для получения значений изгибающих моментов, примерно одинаковых по всей длине балки, принимают $l_1 = 0{,}9l_p$ Предварительную ширину главной балки b_{mb} определяют по табл 30

Расчетные изгибающие моменты в неразрезных второстепенных балках с пролетами, равными или отличающимися не более чем на 20%, определяют, как в плитах в первом пролете и на первой промежуточной опоре – по формулам (592) и (593), в средних пролетах и на промежуточных опорах – по формуле (596), в трехпролетной второстепенной балке расчетный изгибающий момент в среднем пролете принимают не менее момента защемленной балки, т е $M = (g+v)\,l^2/24$. Поперечные силы определяют по формулам (631) ..(633)

● Огибающую эпюру расчетных распределенных изгибающих моментов неразрезной второстепенной балки строят по двум схемам загружения 1) полная нагрузка $q = g + v$ – в нечетных пролетах, а условная постоянная нагрузка $q' = g + {}^1/_4 v$ – в четных пролетах, 2) полная нагрузка $q = g + v$ – в четных пролетах, а условная

постоянная нагрузка $q' = g + {}^1/_4 v$ – в нечетных

Условную постоянную нагрузку $q' = g + {}^1/_4 v$ вводят в расчет для учета влияния главных балок, которые препятствуют свободному повороту опор второстепенных балок и этим уменьшают влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные Ординаты опорных и пролетных моментов огибающей эпюры M принимают по формулам (592) (596), а минимальные моменты в пролетах строят по параболам, отвечающим действиям условной нагрузки $q' = g + {}^1/_4 v$ и проходящим через вершину ординат опорных моментов Огибающие эпюры расчетных изгибающих моментов второстепенных балок удобно строить по данным прилож. 10

Сечение продольной рабочей арматуры, укладываемой в нижней зоне балок, определяют по максимальным расчетным положительным (пролетным) моментам, а сечение продольной рабочей арматуры, укладываемой в верхней зоне балок (над их опорами), – по максимальным расчетным отрицательным (опорным) моментам у граней опор

За расчетное сечение второстепенной балки в пролетах принимают тавровое сечение (рис 192, *б*), а на опорах – прямоугольное, так как плита оказывается в растянутой зоне и в работе сечений не участвует Полезную высоту второстепенной балки h_0 принимают по формуле (630), как для неразрезного ригеля, рекомендуемую относительную высоту сжатой зоны принимают равной 0,35, так как такое значение оказывается наиболее целесообразным при определении высоты балки по распределенным моментам. Обычно высота сечения второстепенной балки не выходит из пределов (1/12 1/20) ее пролета.

При расположении продольной рабочей арматуры в один ряд полную высоту сечения h_0 определяют по формуле (168), а при расположении арматуры в два ряда (при одинаковых диаметрах и количестве стержней в каждом ряду) – по формуле

$$h = h_0 + s, \quad s = a_b + d + a_1/2, \tag{634}$$

где s – расстояние от центра тяжести продольной арматуры до нижней грани сечения балки; a_b – толщина защитного слоя бетона, d – диаметр рабочей арматуры, a_1 – расстояние между рядами арматуры по высоте сечения (см рис 67)

Общую площадь сечения рабочей продольной арматуры определяют по данным § 23 для таврового и для пря-

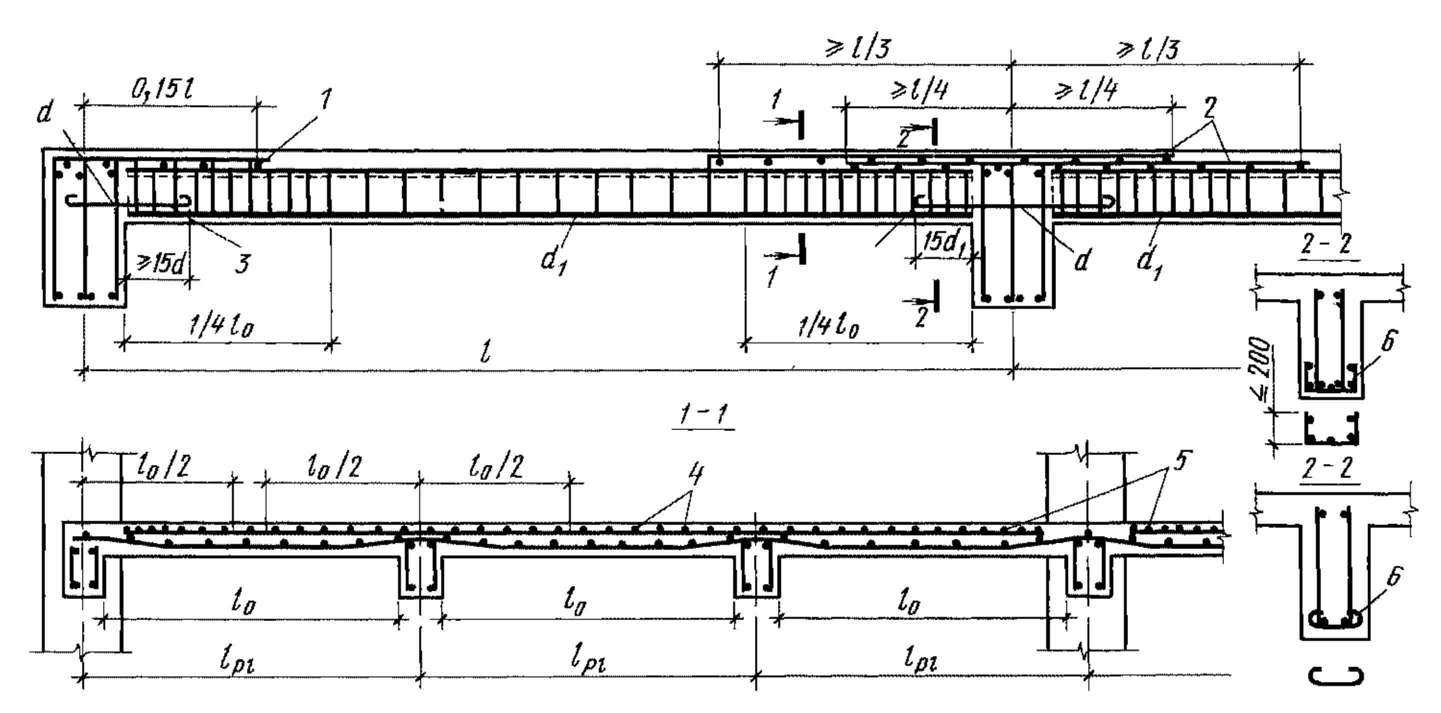


Рис 192 Армирование второстепенной балки сварными плоскими каркасами и сетками

1 – конструктивная сетка над крайней главной балкой, *2* – надопорные сетки шириной l_0 (надопорная рабочая арматура второстепенных балок), *3* – два стыковых стержня $d \geqslant 12d_1$ и не менее 10 мм, *4* – рабочие стержни надопорной сетки, *5* – дополнительные стержни у колонны, *6* – корытообразная сетка или шпильки у опор

моугольного сечения По общей площади сечения рабочей арматуры по прилож 8 подбирают диаметр и количество стержней (не менее двух) При размещении подобранных стержней в поперечном сечении балки руководствуются нормами наименьшего расстояния в свету между стержнями и толщины защитного слоя бетона (см § 19). При количестве стержней одинакового диаметра ($d = 25$ мм) в одном ряду m – наименьшая ширина второстепенной балки (рис 67, *а*)

$$b_{\min} = 2\ 1{,}5 + 2{,}5(m-1) + md =$$
$$= 3 + 2{,}5(m-1) + md \qquad (635)$$

На действие найденных поперечных сил Q_A, Q_{bl} и Q_{br} рассчитывают и конструируют поперечную арматуру в наклонных сечениях, соответственно у опор *A* (слева) и *B* (слева и справа), как для изгибаемых элементов (см § 24)

6. Армирование второстепенной балки сварными каркасами и сетками. Армирование второстепенных балок сварными каркасами (см рис 66) и сетками является основным видом армирования. При использовании учитываемой в расчете сжатой арматуры расстояние между поперечными стержнями увеличивается до 20 диаметров рабочей арматуры, против 15 диаметров при армировании отдельными стержнями, при этом поперечные стержни должны быть замкнуты (см рис 67, *б*) во избежание бокового выпучивания продольной сжатой арматуры Проектное положение каркасов в форме (опалубке) обеспечивают посредством фиксаторов (см рис 64) Рабочие чертежи каркасов приводят в спецификациях арматуры

Не менее двух плоских каркасов, устанавливаемых в пролете, доводят до граней главных балок (см рис 192), так как концы балок должны воспринимать случайные силовые воздействия (от температуры, удара, усадки) Каркасы, доводимые до опоры, связывают между собой понизу стыковыми стержнями $d \geqslant {}^1/_2 d_1$ (но не менее 10 мм), пропускаемыми сквозь главную балку, где d_1 – диаметр рабочих стержней второстепенной балки Гладкие стыковые стержни заводят за грань главной балки на величину не менее $15d_1$ и не менее чем на один шаг поперечных стержней каркасов плюс 50 мм.

На опорах (в верхней зоне сечения) второстепенные балки армируют рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней Сетки раскатывают над главными балками При отсутствии рулонных сеток армирование выполняют плоскими сварными сетками, располагая их равномерно по всей длине над главными балками; узкие сетки укладывают впритык, без нахлестки в нерабочем направлении Распределительная арматура сварных сеток одновременно является рабочей надопорной арматурой плиты, поэтому ее нужно учитывать в расчетах плиты При значительных пролетах второстепенных балок в целях экономии металла над опорами устанавливают две плоские сетки, смещенные между собой на величину, определяемую огибающей эпюрой отрицательных моментов Обычно это смещение укладывается в границы, приведенные на рис 192

В местах расположения колонн надопорные плоские сетки прерывают и взамен их вблизи колонны укладывают дополнительные стержни *6* с площадью, равной площади рабочих стержней надопорной сетки, приходящихся на ширину колонны Над крайней опорой в верхней зоне балки устанавливают конструктивную плоскую сетку *1*, площадь рабочих стержней которой составляет не менее 0,25 от площади сечения рабочих стержней в пролете В балках, армированных несколькими каркасами, в целях экономии металла часть растянутых стержней каркасов обрывают в пролете в соответствии с огибающей эпюрой моментов (см рис 93) В зоне отрицательных моментов у опор рекомендуется сжатые стержни каркасов охватывать корытообразной сеткой *7*, препятствующей их выпучиванию Боковые концы сеток заделывают в бетон на высоту до 200 мм Вместо сеток экономичнее охватывать сжатые стержни сварных каркасов соединительными стержнями *3* с шагом не более 20 диаметров продольных рабочих стержней и диаметром не менее 0,25 диаметра продольных стержней

7. Расчет главной балки. Расчетные изгибающие моменты и поперечные силы от внешних нагрузок, действующие на

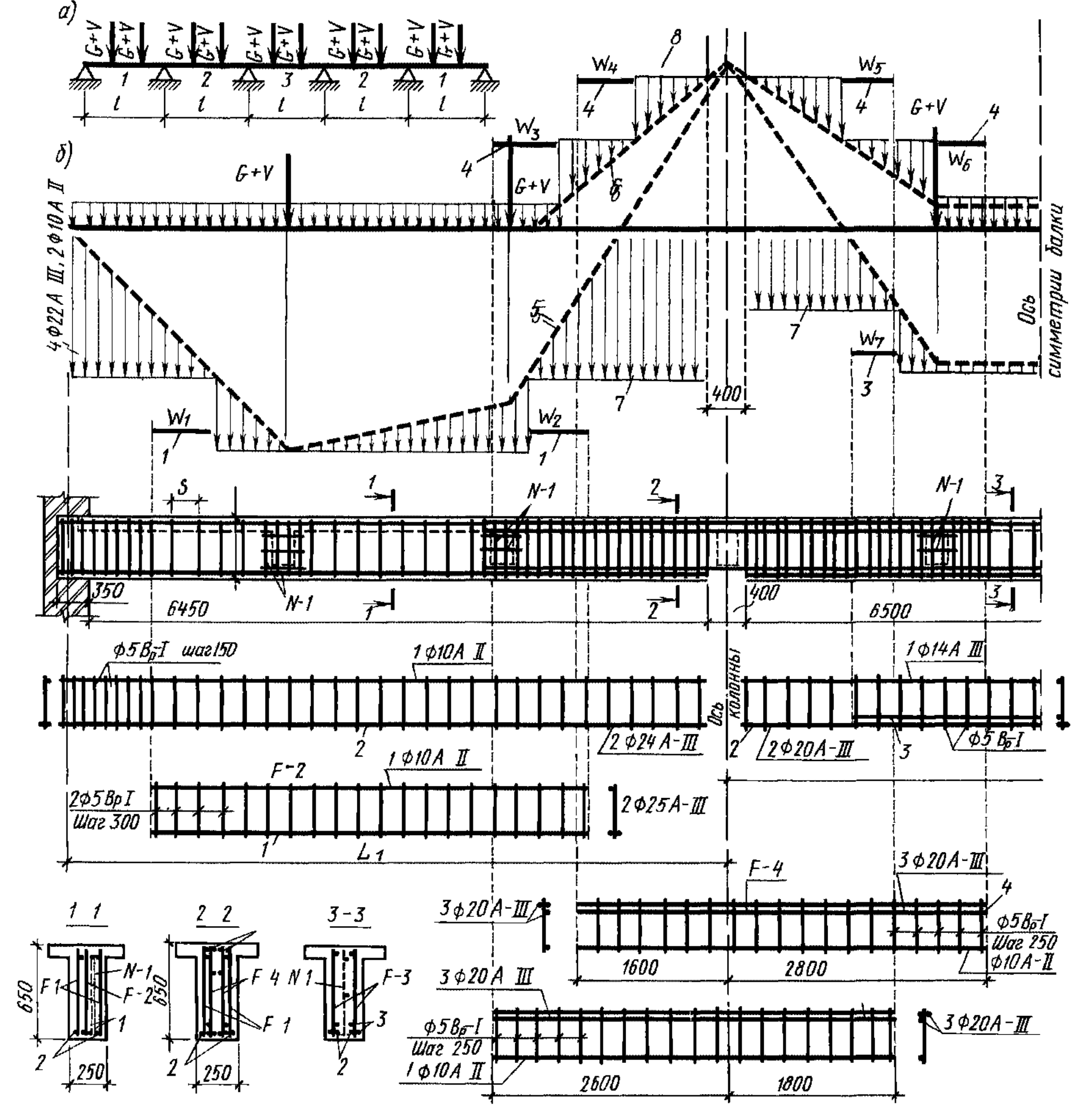


Рис 193 Армирование главных балок плоскими сварными каркасами

F 1 и *F-3* — сквозные пролетные каркасы, *F-2* — пролетные каркасы, обрываемые в пролете, *F-4* — опорные каркасы, сдвигаемые между собой в соответствии с огибающей эпюрой опорных моментов; *N-1* — сетки в местах пересечения главных балок с второстепенными балками (рис 108); *1*, *3* — продольные рабочие стержни каркасов *F-2* и *F-3*, обрываемые в пролете, *2* — продольные рабочие стержни каркасов *F-1* и *F-3*, доводимых до опор, *4* — продольные рабочие стержни каркасов *F-4*; *5*, *6* — эпюры распределенных (теоретических) моментов в пролете и на опоре, *7* *8* — эпюры действительных моментов, выдерживаемых сечениями балки

главные балки монолитных ребристых перекрытий, определяют по методу предельного равновесия так же, как для ригелей сборных перекрытий (см § 43) За расчетный принимают пролет l балки в осях опор (рис 193,*а*) Опорные и пролетные моменты и поперечные силы в четвертом, пятом и последующих пролетах многопролетной главной балки принимают по третьему пролету пятипролетной балки

Грузы, приложенные к осям главных балок, полностью воспринимаются опорами (колоннами) Они не влияют на опорные моменты и поперечные силы главных балок, поэтому в расчетной схеме главных балок их не указывают Сосредоточенные нагрузки от перекрытия

определяют величиной опорных реакций второстепенных балок без учета неразрезности

Так как масса главной балки составляет незначительную долю от сосредоточенных грузов, передаваемых второстепенными балками, то рекомендуется равномерно распределенную нагрузку от массы главной балки приводить к сосредоточенным грузам, приложенным в местах опирания второстепенных балок и равным массе участка главной балки между второстепенными балками

Подбор сечения рабочей продольной арматуры в пролетах и на опорах главной балки ничем не отличается от подбора сечения арматуры второстепенных балок Высоту сечения главных балок принимают (1/8 1/15) от их пролетов, а ширину $b = (0{,}3 \quad 0{,}5)h$ Наклонные сечения главных балок рассчитывают на поперечную силу в соответствии с указаниями § 24, при этом поперечную силу принимают с коэффициентом 1,3 против силы от полной нагрузки Этим учитывают возможность возрастания поперечной силы вследствие перераспределения моментов по длине балок

В местах пересечения второстепенной и главной балок над колоннами в верхней зоне главной балки перекрещивается рабочая арматура плиты, второстепенной и главной балок Поэтому при расчете опорных сечений главной балки расстояние a от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего сжатого волокна принимают 6 9 см (при одном ряде арматуры в каждой балке) Опирание второстепенных балок на главные балки производят по рис 108

8. Армирование главной балки плоскими сварными каркасами. Армирование главных балок плоскими сварными каркасами является основным видом армирования Армирование выполняют пролетными и опорными плоскими каркасами (рис 193, *б*). В целях экономии металла в крайних пролетах средний каркас *F*-2 в соответствии с огибающей эпюрой выравненных моментов обрывают, на опорах надопорные каркасы *4* сдвигают между собой, стержни *3* каркасов *F*-3 средних пролетов обрывают У опор сжатые стержни плоских сварных каркасов охватывают корытообразной сеткой *7* или отдельными соединительными стержнями *3* с шагом не более $10d$ рабочей арматуры и диаметром не менее 0,25 диаметра рабочих стержней (см рис 192) Обычно отгибы в плоских каркасах не устраивают, так как это существенно усложняет их изготовление

При армировании монолитных ребристых перекрытий сварными сетками и каркасами последние укладывают в следующем порядке Предварительно в опалубку устанавливают плоские сварные каркасы главных и второстепенных балок, нижние стержни которых соединяют стыковыми стержнями, в главных балках размещают дополнительные сетки, укладывают сварные плоские сетки плиты и надопорные сетки второстепенных балок

§ 46. Монолитные перекрытия с плитами, работающими в двух направлениях

1. Конструктивная схема. В состав конструктивной схемы перекрытий (см рис 156) входят плиты *1*, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки *2* Все элементы перекрытия монолитно связаны Размер плиты в каждом направлении достигает 7 м, отношение сторон $l_2/l_1 = 1 \quad 1{,}5$ Балки назначают одинаковой высоты и располагают по осям колонн в двух направлениях Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и нагрузки может составлять 5 14 см, но не менее $^1/_{45}l_1$ — при свободном опирании и $^1/_{50}l_1$ — при жесткой заделке контура плиты

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например для перекрытия вестибюля, зала По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн

2. Расчет и армирование плиты. Плиты, работающие в двух направлениях ($l_2/l_1 \leqslant 2$) при статическом нагружении, рассчитывают кинематическим способом по методу предельного равновесия (см. § 43) Решение задачи сводится к определению шести неизвестных предельных моментов (M_1, M_2, M_{I}, M'_{I}, M_{II}, M'_{II}) и

Таблица 27 **Допустимые соотношения между моментами**

l_2/l_1	$\frac{M_2}{M_1}$	$\frac{M_I}{M_1}$ и $\frac{M'_I}{M_1}$	$\frac{M_{II}}{M_1}$ и $\frac{M'_{II}}{M_1}$
1,0..1,5 1,5..2,0	0,2. 1,0 0,15. 0,5	1,3...2,5 1,0...2,0	1,3...2,5 0,2...0,75

соответствующих им площадей сечения рабочей арматуры Плечо внутренней пары сил принимают $z_b = 0{,}9h_0$ Задаваясь соотношениями между расчетными моментами в границах, рекомендованных в табл 27, задачу сводят к решению уравнения (603) с одним неизвестным (например, M_1).

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то по найденному значению M_1 и принятым соотношениям моментов определяют остальные пять неизвестных моментов

Плиты пролетом менее 2,5 м армируют сварными рулонными сетками, являющимися наиболее экономичными и индустриальными При отношении $l_2/l_1 \leqslant 1{,}5$ применяют сетки с квадратными ячейками и одинаковыми диаметрами рабочих стержней в обоих направлениях, а при отношении $l_2/l_1 > 1{,}5$ – сетки с продольным расположением рабочих стержней, которые укладывают перпендикулярно данному пролету По ширине рулоны сетки соединяют рабочим стыком (см рис 36) Над балками (в верхней части плиты) раскатывают сетки с поперечным расположением рабочих стержней, ширину которых принимают равной половине меньшего пролета плиты В крайних пролетах поверх основных укладывают дополнительные (рулонные или плоские) сетки (см рис 189, *б*), а в угловых плитах в необходимых случаях – дополнительные стержни Их заводят из пролета за ось первой промежуточной опоры на $^1/_4$ меньшего пролета Плиты, работающие в двух направлениях, армируют сварными плоскими или рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой класса A-III диаметром более 6 мм по аналогии с балочными плитами (см. рис 190)

Пример 1. Определить площадь сечения рабочей арматуры квадратной плиты, свободно опертой по контуру Суммарная равномерно распределенная нагрузка $g + v = 10$ кН/м², $l_1 = l_2 = 6$ м, толщина плиты $h = (1/45)\,l = 600/45 \approx 14$ см, плиту армируют сварными сетками из стали класса A-III диаметром 6 мм, $R_s = 355$ мПа, $z_b = 0{,}9h_0 = 0{,}9(14 - 1{,}5) = 11$ см

Решение. В квадратной плите $M_1 = M_2 = M_{sp}$, стороны плиты опираются свободно, поэтому $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 0$

По формуле (603), на 1 м длины

$$M_{sp} = (g + v)\,l^2/24 = 10\ 6{,}0^2/24 \approx 17{,}2 \text{ кН м} \approx 17{,}2\ 10^6 \text{ Н мм}$$

Площадь сечения арматуры на 1 м плиты

$$A_s = M/R_s z_b = 17{,}2\ 10^6/(355\ 110) \approx 440 \text{ мм}^2$$

Принимают две плоские сетки с квадратными ячейками Площадь сечения стержней на 1 м каждой сетки равна $0{,}5 \times 4{,}4 = 2{,}2$ см² По данным прилож 10 принимают в каждой сетке восемь стержней $d = 6$ мм на 1 м, $A_s = 2{,}26$ см² (+0,2 %)

Пример 2. Определить площадь сечения рабочей (пролетной и опорной) арматуры квадратной плиты, жестко заделанной по контуру, по данным примера 1

Решение. В квадратной плите $M_1 = M_2 = M_{sp}$, $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = M_{sup}$ По данным табл 27 $M_{sup} = 1{,}3M_1 = 1{,}3M_{sp}$

По формуле (603), на 1 м длины стороны плиты

$$M_{sp} = \eta\,(g + v)\,l/49{,}2 = 0{,}8\ 10\ 6^2/49{,}2 \approx 5{,}85 \text{ кН м} \approx 5{,}85\ 10^6 \text{ Н мм},$$

$$M_{sup} = 1{,}3M_{sp} = 1{,}3\ 5{,}85\ 10^6 \text{ Н мм} = 7{,}6\cdot 10^6 \text{ Н мм}$$

Изгибающий момент в пролете квадратной плиты, жестко заделанной по всем сторонам, составляет

1) по отношению к моменту квадратной плиты, свободно опертой по контуру,

$$(0{,}585/1{,}72)\ 100 \approx 34\,\%,$$

2) по отношению к моменту балочной плиты

$$\frac{0{,}8\,(g + v)\,l^2}{49{,}2}\ \frac{(g + v)\,l^2}{8}\ 100 \approx 13\,\%$$

Полученные данные указывают на высокую экономичность квадратных плит, жестко заделанных по контуру, особенно по отношению к балочным плитам Экономичность таких плит уменьшается по мере увеличения отношения l_2/l_1 При отношении $l_2/l_1 \geqslant 2$ величины пролетных моментов в плитах, заделанных (опертых) по всем сторонам, приближаются к величинам моментов в заделанных (свободно опертых) балочных плитах настолько близко, что разницей между ними без ущерба можно пренебречь

Площадь сечения арматуры на 1 м плиты

$$A_{s\ sp} = M_{sp}/(R_s z_b) = 585\ 10^4/(355\ 110) = 149\ \text{мм}^2,$$

$$A_{s\ sup} = M_{sup}/R_a z_b = 76{,}05\ 10^5/(355\ 110) = 192\ \text{мм}^2$$

Армирование в пролете выполняют, как на рис 162; на опоре – как на рис 190, *б*, т е и в пролете, и на опорах арматуру собирают из двух плоских сеток с квадратными ячейками Площадь сечения стержней на 1 м пролетной сетки равна $0{,}5 \times 1{,}49 = 0{,}75$ см^2, а опорной – $0{,}5 \times 1{,}92 = 0{,}96$ см^2 По данным прилож 36 принимают на 1 м пролетной сетки три стержня $d = 6$ мм класса А-III, а опорной три стержня $d = 8$ мм класса А-III

3. Расчет и армирование балок. На балки монолитных ребристых перекрытий с плитами, работающими в двух направлениях в зависимости от соотношения пролетов плиты, действуют или треугольная сила F_1, или трапециевидная F_2 (рис 194), равные произведению равномерно распределенной нагрузки $(g + v)$ на

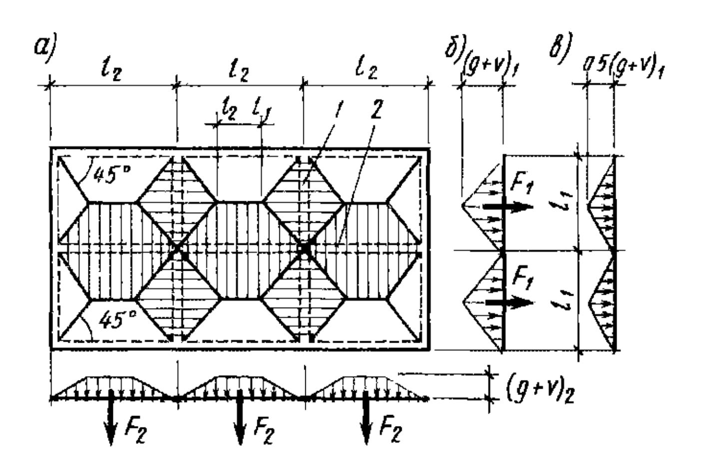


Рис. 194 Расчетная схема балок перекрытий с плитами, работающими в двух направлениях

а – схема грузовой площади, приходящейся на поперечные *1* и продольные *2* балки, *б* – интенсивность двусторонней нагрузки, *в* – интенсивность односторонней нагрузки

соответствующие грузовые площади Полная нагрузка на балки по короткому l_1 и длинному l_2 направлениям будет составлять·

$$F_1 = (g + v)\,l_1^2/2,$$
$$F_2 = (g + v)\,l_1(2l_2 - l_1)/2 \qquad (636)$$

Максимальная интенсивность нагрузки на 1 м балки составляет

треугольной

$$F_1 = \frac{1}{2}l_1(g + v)_1 = \frac{(g + v)\,l_1^2}{2}, \qquad (637)$$

откуда $(g + v)_1 = (g + v)\,l_1$,

трапецеидальной

$$F_2 = \frac{l_2 + l_2 - l_1}{2}(g + v)_2 = \frac{l_1(2l_2 - l_1)}{2}(g + v), \qquad (638)$$

откуда $(g + v)_2 = (g + v)_1 = (g + v)\,l_1$

От этих нагрузок моменты однопролетной свободно лежащей балки

$$M_1 = (g + v)\,l_1^3/12,$$
$$M_2 = (g + v)\,l_1(3l_2^2 - l_1^2)/24 \qquad (639)$$

К этим моментам необходимо добавить моменты от массы балки и от равномерно распределенной нагрузки, приходящейся на ширину балки

Многопролетные неразрезные балки перекрытий с плитами, работающими в двух направлениях, рассчитывают по методу предельного равновесия За расчетные пролеты принимают расстояния в свету между колоннами или расстояния от оси опоры на стене (при свободном опирании) до грани первой колонны Изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий по длине балок принимают.

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = 0{,}7M_0 + (g + v)\,l_0^2/11, \qquad (640)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0{,}5M_0 + (g + v)\,l_0^2/16 \qquad (641)$$

В трехпролетной балке момент в среднем пролете принимают не менее момента защемленной балки

$$M = 0{,}4M_0 + (g + v)\,l_0^2/24, \qquad (642)$$

где M_0 – момент в простой балке, определяемый по формуле (639) в зависимости от рода нагрузки

Отрицательные моменты в пролетах определяют по эпюре моментов, отвечающей действию постоянной нагрузки во всех пролетах и проходящей через вершины ординат расчетных опорных моментов

Поперечные силы

$$Q_A = 0{,}5(F + gl_0) - M_B/l_0,$$
$$Q_{Bl} = 0{,}5(F + gl_0) + M_B/l_0, \qquad (643)$$
$$Q_{Br} = Q_{cl} = Q_{cr} = 0{,}5(F + gl_0),$$

где F – полная нагрузка на балки, определяемая в зависимости от рода нагрузки по формуле (636), M_B – момент на первой промежуточной опоре

Порядок подбора сечений бетона, арматуры и принцип армирования балок ребристых перекрытий с плитами, работающими в двух направлениях, такой же, как и для главных балок ребристых перекрытий с балочными плитами (см рис 193) В местах пропуска колонн нижнюю монтажную арматуру опорных каркасов F-4 балок обрывают. Ее соединяют после монтажа каркасов дополнительными стыковыми стержнями *3* по аналогии с каркасами второстепенных балок (см рис 192)

4. Особенности проектирования кессонных перекрытий. Под кессонными (ящичными) (рис 195,*а*) понимают перекрытия с плитами, работающими в двух направлениях, и размерами ячеек $l_2 l_1$ перекрещивающихся балок 1000 2000 мм Кессонные потолки широко применяют для перекрытия пролетов выставочных залов, вестибюлей, станций метро Часто промежутки между ребрами заполняют стеклобетонными, легкобетонными, керамическими и другими камнями Стоимость кессонных потолков более высокая по сравнению со стоимостью ребристых перекрытий с балочными плитами

Помещения, над которыми устраивают кессонные потолки, рекомендуется принимать в плане квадратной или прямоугольной формы с отношением сторон $l_2/l_1 \leqslant 1{,}5$ (рис 195,*а*). Вытянутые в плане помещения разделяют бортовыми балками, уложенными по колоннам, на отдельные участки (рис 195,*б*) Балки, разделяющие перекрытия на кессоны, можно располагать параллельно его сторонам (рис 195,*а* и *б* – прямоугольные кессоны) или под углом в 45° (рис 195,*в* – диагональные кессоны) В последнем случае план помещения не стеснен указанным соотношением сторон и может быть более вытянутым По расходу железобетона прямоугольные и диагональные кессонные перекрытия равноценны

Плиты кессонных перекрытий рассчитывают, как плиты, опертые по контуру Толщину плит принимают не менее 3 см. Плиту пролетом до 1,25 м армируют конструктивно из расчета 4. .5 стержней из стали класса B-I диаметром 3 5 мм на 1 м плиты в каждом направлении

Высоту перекрестных балок кессонных перекрытий принимают в обоих направлениях одинаковой, при этом стержни рабочей арматуры балок с большими изгибающими моментами располагают ниже стержней балок с меньшими моментами Балки кессонных перекрытий пролетом l_1 и l_2, опирающиеся на стены и не имеющие промежуточных колонн, рассчитывают упрощенным способом исходя из метода расчета плит, работающих в двух направлениях, как упругих систем

Для полос, расположенных по середине плит, свободно опертых по контуру (рис 195), изгибающие моменты на единицу ширины определяют по формуле (с учетом влияния крутящих моментов)

$$M_1 = q_1 \frac{l_1^2}{8} v_1, \; M_2 = q_2 \frac{l_2^2}{2} v_1, \qquad (644)$$

$$\text{где } v_1 = 1 - \frac{5}{6} \; \frac{l_1^2 l_2^2}{l_1^4 + l_2^4} \qquad (645)$$

Для средних плит, заделанных по контуру,

$$M_1 = q_1 \frac{l_1^2}{24} v_2, \; M_2 = q_2 \frac{l_2^2}{24} v_2, \qquad (646)$$

$$\text{где } v_2 = 1 - \frac{5}{18} \; \frac{l_1^2 l_2^2}{l_1^4 + l_2^4} \qquad (647)$$

В зависимости от условий опирания различают девять основных типов однопролетных плит, опертых по контуру

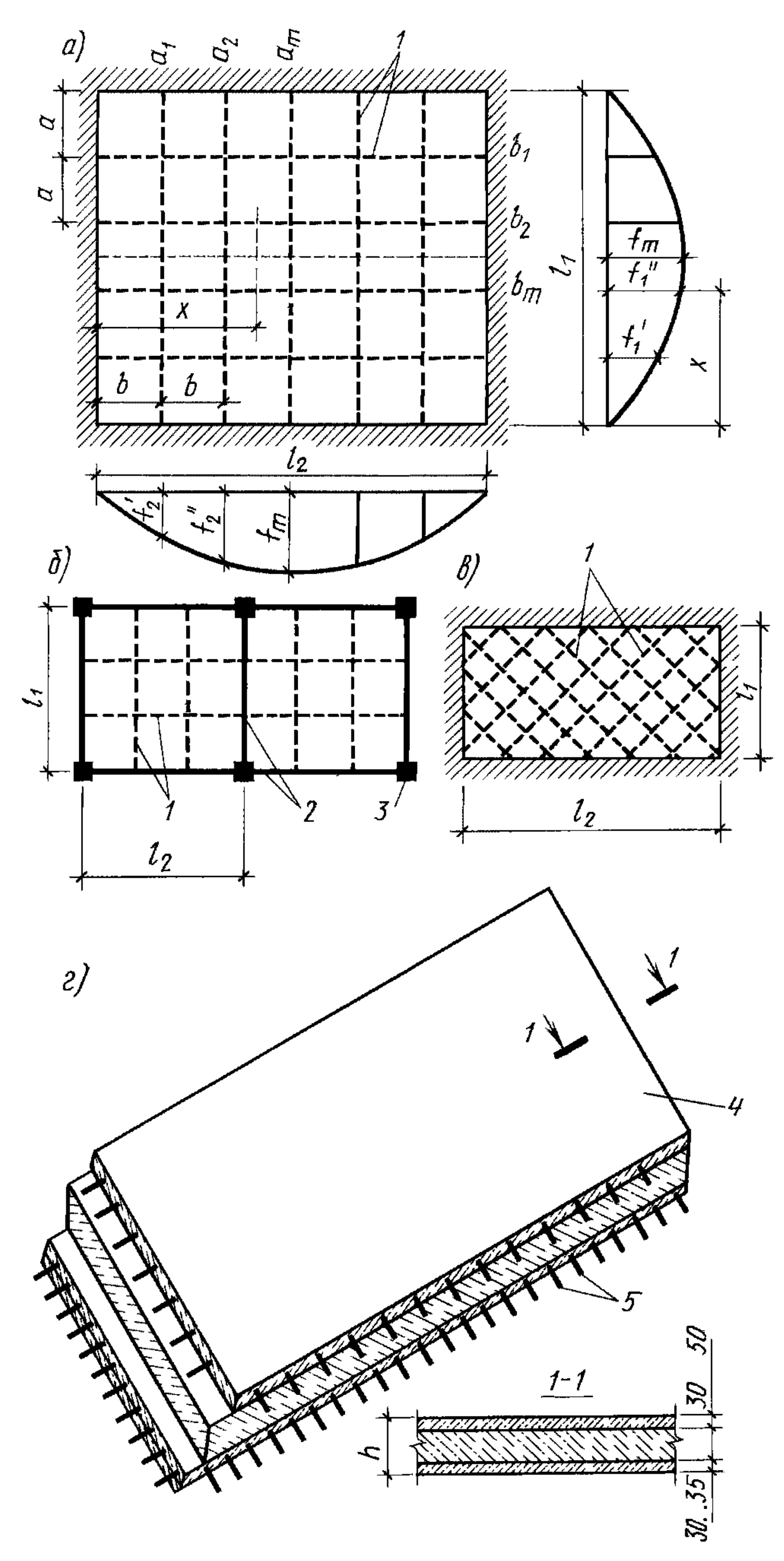


Рис 195 Схемы перекрытий

а – кессонные потолки с ребрами, параллельные сторонам перекрытия, *б* – с разделением перекрытия бортовыми балками на отдельные поля, *в* – с диагональными ребрами, *г* – трехслойная плита, *1* – ребра перекрытия, *2* – бортовые балки; *3* – колонны с шагом до 7,0 м, *4* – слои плиты, *5* – плоские сетки

Таблица 28 **Значения M и Q в плитах и балках кесонных потолков**

Усилия	Плиты		Балки	
	направление		направление	
	l_2	l_1	l_2	l_1
M_{sp}	$0{,}071\delta_2 qa^2$	$0{,}071\delta_1 qb^2$	$0{,}10\delta\delta_2 q_1 bl_2^2$	$0{,}10\delta\delta_1 q_1 al_1^2$
M_{sup}	$0{,}08\delta_2 qa^2$	$0{,}08\delta_1 qb^2$	—	—
Q	—		$0{,}5\delta\delta_2 q_1 bl_2^2$	$0{,}5\delta\delta_1 q_1 al_1^2$

Примечание δ_1 и δ_2 – коэффициенты распределения нагрузки вдоль короткого и длинного направлений, принимаемые по табл 29 по отношению b a, δ – коэффициент, зависящий от числа ребер (табл 30), q и q_1 – расчетная нагрузка на 1 м^2 потолка без собственного веса ребер и с собственным весом ребер

Таблица 29 **Коэффициенты δ_1 и δ_2 распределения нагрузки**

Отношение	Значения b/a					
	1,0	1 2	1 4	1 6	1 8	2,0
δ_1	0,500	0,675	0,794	0,867	0,913	0,94
δ_2	0,500	0,325	0,206	0,133	0,087	0,06

Таблица 30 **Коэффициент** δ

Количество балок в направлении l_2 или l_1	Номер балки от края к середине (см рис 195, *а*)					
	1	2	3	4	5	6
2	0,869	—	—	—	—	—
4	0,594	0,962	—	—	—	—
6	0,440	0,787	0,976	—	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,986	—	—
10	0,286	0,547	0,748	0,914	0,992	—
12	0,242	0,470	0,667	0,822	0,935	0,993

тип 1 – свободно опертая плита по всем сторонам, тип 2 – три стороны оперты свободно, а одна жестко защемлена и т д , в целях упрощения отыскания пролетных и опорных изгибающих моментов используют специальные таблицы

При расстоянии между продольными и поперечными балками a и b моменты в средних балках кессонных потолков составляют

$$M_{1m} = bM_1 \text{ и } M_{2m} = aM_2, \tag{648}$$

где M_1 и M_2 определяют по формулам (644) и (646) или таблицам

Моменты и поперечные силы в плитах и балках можно определять по табл 28, составленной на основании того, что прогибы балок одинаковой жесткости пропорциональны моментам, которые, в свою очередь, пропорциональны нагрузкам

5. Особенности проектирования трехслойной плиты. Монолитные или сборные многослойные плиты (рис. 195, *г*), работающие в двух направлениях, рассчитывают, как сплошные Верхний слой работает на сжатие, а нижний – на растяжение, средний слой работает в основном на скалывание Учитывая, что скалывающие напряжения в плите по величине невелики (0,2 .. 0,8 МПа), специальной (конструктивной) арматуры для соединения среднего слоя с нижним и верхним не предусматривают

Скалывающие напряжения воспринимают силы сцепления бетона одного слоя с другим, если средний, а затем верхний слой укладывают с перерывами, не превышающими период схватывания бетона. Верхний слой армируют конструктивной сеткой из стержней стали класса Вр-I диаметром 4 . 5 мм

Изгибающие моменты определяют по формуле (603) в зависимости от типа армирования и опирания как для сплошной плиты Если плита опирается по двум сторонам, то ее рассчитывают как простую балку. Для улучшения совместной работы всех слоев трехслойной плиты рекомендуется часть стержней нижней сетки отгибать (не более $^2/_3$ от общей рабочей площади арматуры) у опоры в верхний слой плиты

§ 47. Сборно-монолитные перекрытия с балочными плитами

Сборно-монолитные перекрытия с балочными плитами применяют в тех случаях, когда для отдельных производственных зданий требуется увеличенный (против унифицированного) шаг колонн. Сборные конструкции часто оказываются также неэкономичными при больших динамических воздействиях (компрессорные, дробильно-сортировочные и другие цехи) и при большом количестве технологических проемов и отверстий Изготовление сборно-монолитных перекрытий требует организации на стройке двух процессов монтажа элементов и укладки товарного бетона, что необходимо обосновать технико-экономическим расчетом

На рис 196 приведена конструкция балочного сборно-монолитного перекрытия, в котором объем более дешевого монолитного бетона составляет 30% от общего объема железобетона в перекрытии Днищем главной балки этого перекрытия является предварительно напряженная железобетонная доска, на которую опираются сборные предварительно напряженные ребристые плиты Монолитный бетон укладывают в пазы между сборными элементами В целях создания неразрезности плит в швы между ними

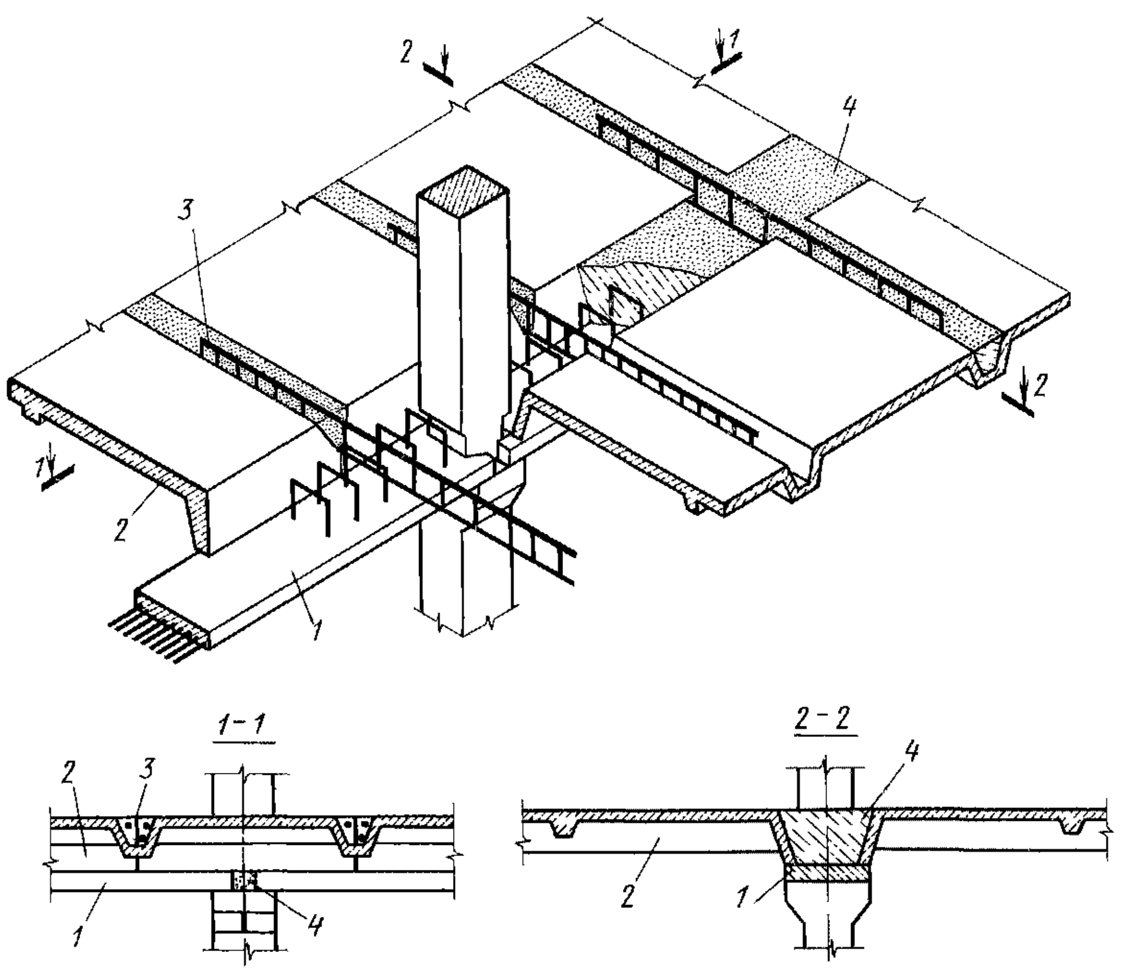


Рис 196 Балочное сборно-монолитное перекрытие из тонкостенных элементов

1 – днище главной балки (армоэлемент), *2* – предварительно напряженная плита, *3* – опорный стыковой каркас; *4* – бетон замоноличивания

для восприятия опорных моментов устанавливают стыковые опорные каркасы *3* Неразрезность ригелей обеспечивают укладкой на опорах стыковых стержней *1* (см рис 119).

Совместная работа сборных предварительно напряженных элементов и монолитного бетона в сборно-монолитных перекрытиях обеспечивается вплоть до их разрушения Наиболее экономично монолитную часть перекрытия выполнять из бетона на местных заполнителях (керамзите, термозите, туфе) Для лучшей связи сборного бетона с монолитным из железобетонной доски (днища главной балки) выпускают хомуты

В сборно-монолитных конструкциях, как и в полносборных, нет необходимости выполнять трудоемкую и дорогостоящую опалубку и подмости В них широко используют высокопрочную предварительно напряженную арматуру и в то же время, как в монолитном железобетоне, достигают пространственной работы конструкции, позволяющей дополнительно снижать расход стали и бетона на единицу перекрываемой площади

Сборные опалубочные элементы сборно-монолитных перекрытий рассчитывают на восприятие монтажных нагрузок, массы монолитных частей, бетонируемых на строительной площадке, и массы сборных элементов Наряду с арматурой, необходимой для восприятия этих нагрузок, при изготовлении элементов в них укладывают основную (расчетная и конструктивная) арматуру

Сборно-монолитные перекрытия в стадии эксплуатации рассчитывают по методу предельного равновесия как сплошные статически неопределимые системы До набирания монолитным бетоном проектной прочности сборные элементы сборно-монолитных перекрытий рассчитывают на монтажные нагрузки как свободно опертые балки

§ 48. Сборные безбалочные перекрытия

Простота и однородность конструкций монолитных безбалочных перекрытий (см рис. 155) наиболее соответствует требованиям серийного изготовления их типовых элементов (колонн, капителей и плит) на специализированных заводах сборного железобетона При полезных нагрузках на перекрытие 10 кН/м^2 и более сборные безбалочные перекрытия экономичнее сборных балочных Их монтируют из трех элементов: капители *2*, надколонной плиты *3* и пролетной плиты *4* (см. рис 11) Капители обычно принимают полыми и устанавливают их на выступы колонн (рис 197) Капители рассчитывают как консоли колонн (см § 30) сначала на монтажную нагрузку, а после набирания проектной прочности — на полную нагрузку в стадии эксплуатации Расчетную арматуру укладывают в верхней зоне бетона замоноличивания Стенки капителей армируют конструктивно, так как они испытывают в основном сжимающие напряжения

Надколонные плиты работают как балки Их проектируют неразрезными посредством сварки закладных деталей на опорах и выполняют ребристыми или многопустотными Опорные и пролетные моменты надколонных плит с учетом их перераспределения определяют по данным § 43 Пролетная плита *3* (см рис 11) опирается на межколонные плиты по четырем сторонам и поэтому работает на изгиб как плита, работающая в двух направлениях Ее толщина меньше толщины межколонных плит на высоту четверти, на которую опираются пролетные плиты После сварки закладных деталей швы между сборными элементами замоноличивают бетоном После тщательной сварки закладных деталей и замоноличивания швов бетоном межколонные плиты работают как ригели рам

Учитывая возможность одновременного разрушения межколонных и пролетных плит, сборные безбалочные перекрытия рассчитывают на полосовую нагрузку так же, как монолитное безбалочное перекрытие Прогиб пролетных опертых по четырем сторонам панелей, соответствующий трещинообразованию,

$$f_{crc} = 0{,}0143 q_{crc} l^4/(E_b h^3), \qquad (649)$$

$$q_{crc} = 4{,}5 M_{crc}/l^2, \qquad (650)$$

$$M_{crc} = \frac{h^2 R_{bt,\,ser}}{3{,}5}, \qquad (651)$$

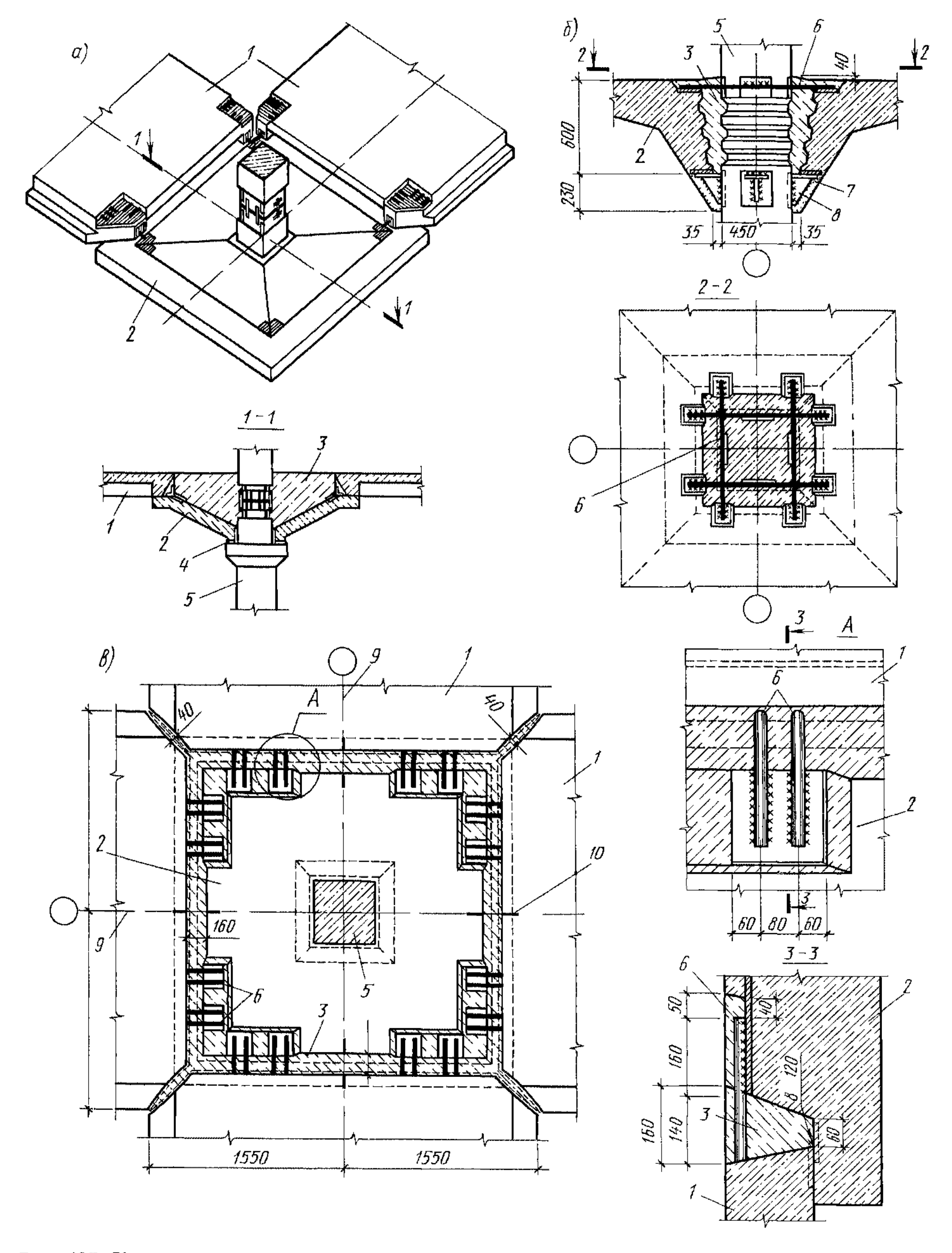


Рис 197 К конструированию капителей

а б, в – соответственно полая, сплошная и плоская капители *1* – межколонные плиты *2* – капитель; *3* – бетон замоноличивания, *4* – закладные детали, *5* – колонна, *6* – стыковые стержни *7* – обетонировка монтажных столиков *8* – монтажные столики *9* – разбивочная ось, *10* – риски геометрических осей

где q_{crc} — полная равномерно распределенная нагрузка на единицу площади с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$, соответствующая образованию трещин, M_{crc} — момент образования трещин на единицу длины, h — толщина пролетной плиты.

§ 49. Монолитные безбалочные перекрытия

1. Конструктивная схема. Монолитные безбалочные перекрытия (см рис 155) широко применяют для перекрытия холодильников, мясокомбинатов, подземных резервуаров, метро, где предпочтительны гладкие потолки. Такое перекрытие состоит из плиты *1* с консолью *4*, капителей *2* и колонн *3*

● Устройство капителей в верхней части колонн обусловлено конструктивными причинами 1) обеспечением достаточной жесткости сопряжения плиты с колонной, 2) обеспечением достаточной прочности плиты на продавливание по периметру колонны, 3) уменьшением расчетного пролета плиты и более равномерным распределением моментов по ширине плиты В этих целях поверху капителей колонн устраивают так называемые надкапительные плиты (утолщение плиты над колонной)

Безбалочные перекрытия проектируют под типовую временную нормативную нагрузку 5, 10, 15, 20 и 30 кН/м^2, принимают квадратную или прямоугольную сетку колонн, отношение большего пролета к меньшему ограничивают отношением $l_2/l_1 \leqslant 4/3$ Перекрытия с отношением $l_2/l_1 = 1$ (квадратная сетка колонн) оказываются наиболее экономичными Шаг колонн обычно принимают 6 × 6 м По аналогии с балочными перекрытиями из растянутой зоны межколонных полей плиты безбалочного перекрытия бетон целесообразно удалять В результате получают облегченные безбалочные перекрытия при существенной экономии бетона и арматуры

Сохраняя одинаковую толщину плиты, можно также произвести местное удаление бетона с заменой его легкими пустотелыми стеклянными, бетонными или керамическими блоками (вкладышами) с укладкой арматуры в ребра между ними

Безбалочные монолитные перекрытия по сравнению с монолитными балочными имеют следующие преимущества 1) меньшую строительную высоту, 2) меньшую сложность выполнения работ; 3) отсутствие выступающих ребер на потолке, что удешевляет отделочные работы и улучшает санитарные условия эксплуатации

При временных нагрузках на перекрытие 10 кН/м^2 и более безбалочные перекрытия экономичнее балочных

Толщину монолитной безбалочной плиты h_{pl} принимают из условия необходимой ее жесткости для тяжелых и легких бетонов

$$h_{pl} = (^1/_{32} \quad ^1/_{35})\, l_2, \; h_{pl} = (^1/_{27} \quad ^1/_{30})\, l_2, \tag{652}$$

где l_2 — размер большего пролета плиты

Толщину плиты проверяют из условия недопущения продавливания ее капителью (рис 198, *а*) и грузом, сосредоточенным на небольшой площади (рис 198, *б*) Безбалочные перекрытия применяют при строительстве на непросадочных грунтах, в I IV ветровых районах и сейсмичности не выше 6 баллов

2. Расчет капители. Для монолитных безбалочных перекрытий, рассчитываемых по методу предельного равновесия, рекомендуется принимать квадратные или прямоугольные в плане капители ломаного очертания (рис 198, *а*). За расчетную ширину капители принимают диаметр основания конуса на нижней поверхности плиты перекрытия с прямым углом при вершине и касающегося внутренней поверхности капители Назначение ее основано на том, что реакция опоры распределяется в бетоне под углом 45°

Лучшие технико-экономические показатели наблюдают у перекрытий с расчетной шириной капители $c = 0{,}3l$ Не рекомендуется принимать $c < 0{,}2l$ Отношения c_1/l_1 и c_2/l_2 обычно принимают 0,08 0,12, а отношение h_1/h_{pl} —2 2,5

Половину ширины капители определяют равной соответственно в направлении пролетов l_1 и l_2

$$\frac{a}{2} \geqslant c_1 + 0{,}09 l_1 \frac{h_1 - h_{pl}}{h_{pl}},$$

$$\frac{b}{2} \geqslant c_2 + 0{,}09 l_2 \frac{h_1 - h_{pl}}{h_{pl}}, \tag{653}$$

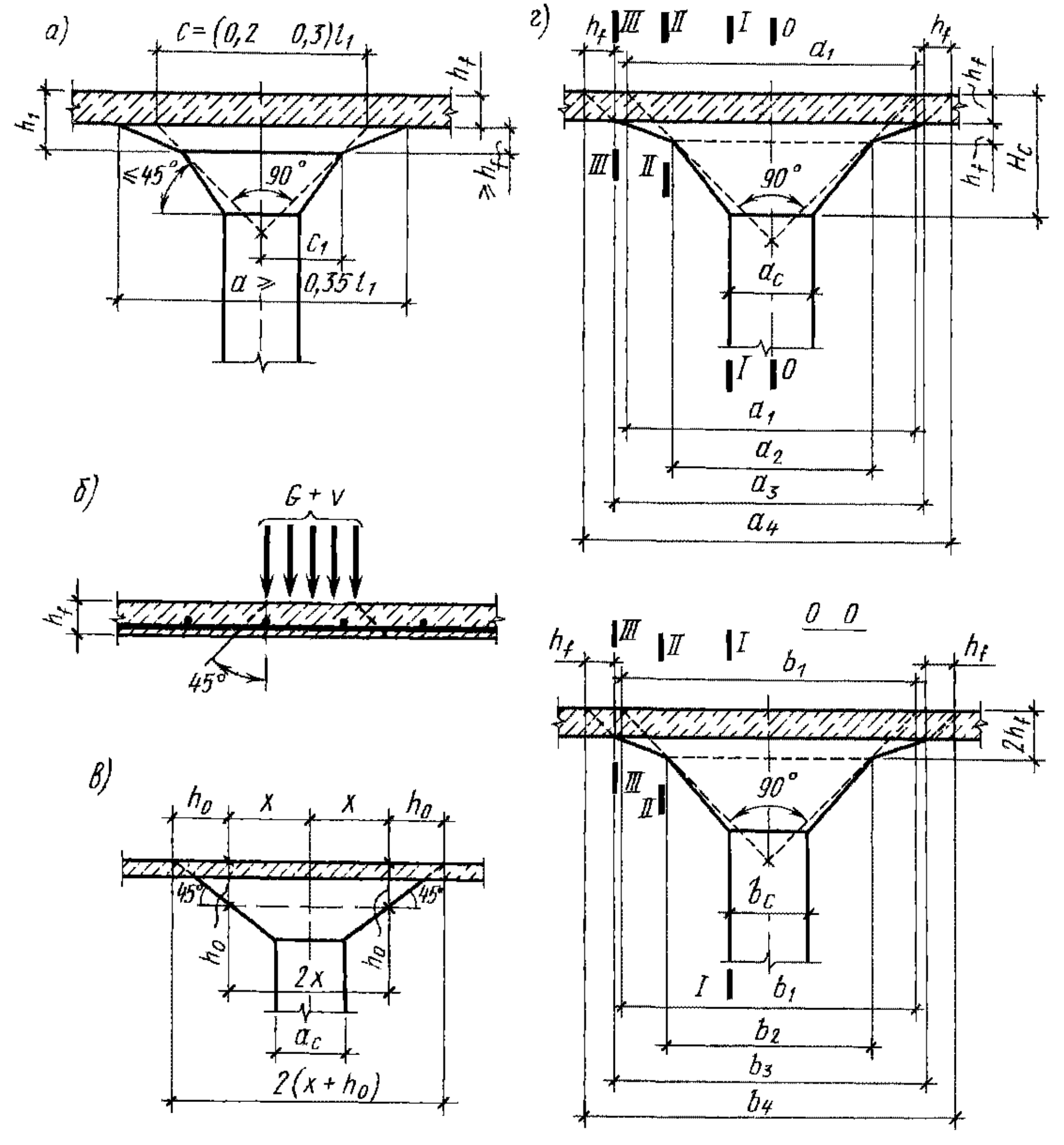


Рис 198 Схемы

а – капители безбалочного перекрытия; *б* – пирамиды продавливания плиты под сосредоточенным на малой площадке грузом; *в* *г* – пирамиды продавливания капители постоянного и ломаного очертаний

угол наклона нижней части капители не более 45°

Прочность капители и плиты на продавливание (рис. 198, *в*, *б*) обеспечена, если на расстоянии x и соответственно y соблюдается условие

$$F = \varphi R_{bt} U_m h_0, \tag{654}$$

$$F = (g + v)[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)], \tag{655}$$

$$U_m = \left(\frac{2x + 2h_0 + 2x}{2}\right)2 + \left(\frac{2y + 2h_0 + 2y}{2}\right)2 = $$
$$= 4(x + y + h_0), \tag{656}$$

где F – расчетная продавливающая сила с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (за вычетом нагрузок, приложенных к верхнему основанию пирамиды продавливания), φ – коэффициент, для тяжелых бетонов $\varphi = 1$, для легких бетонов $\varphi = 0{,}8$, U_m – среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания (см рис 198, *в*); h_0 – полезная высота на проверяемом участке, $2x$ и $2y$ – размеры нижнего основания пирамиды продавливания в направлениях x и y

Для капителей ломаного очертания расчетными сечениями являются (рис 198, *г*)

1) сечение I–I – у грани колонны

$$U_m = \left(\frac{a_1 + a_c}{2}\right)2 + \left(\frac{b_1 + b_c}{2}\right)2, \tag{657}$$

где a_c и b_c – размеры сечения колонны

2) сечение II–II – в месте излома капители

$$U_m = \left(\frac{a_1 + a_2}{2}\right)2 + \left(\frac{b_1 + b_2}{2}\right)2; \tag{658}$$

3) сечение III–III – у грани верхнего основания капители

$$U_m = \left(\frac{a_3 + a_4}{2}\right)2 + \left(\frac{b_3 + b_4}{2}\right)2. \qquad (659)$$

3. Расчет плиты на полосовую нагрузку. Монолитные безбалочные перекрытия рассчитывают по методу предельного равновесия (см § 43). В стадии разрушения плиту рассматривают как систему звеньев, соединенных между собой линейными пластическими шарнирами (рис 199) Экспериментально установлено, что для плиты наиболее опасными временными нагрузками являются полосовая – через пролет и сплошная – по всей площади плиты

Под полосовой нагрузкой одного ряда панелей пролетом l_1 в предельном равновесии образуются три параллельных линейных пластических шарнира (рис 199, *а*). В пролете линейный шарнир образуется по оси загруженной панели, а опорные линейные шарниры отстоят от осей ближайших к ним колонн на расстоянии c_1, зависящем от формы и размеров капителей, пролетный и опорные пластические шарниры разделяют панели на два жестких звена *АБВГ*

Расчет на полосовую временную нагрузку производят, исходя из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к жесткому звену пролетом $l_1 - 2c_2/2$ и шириной l_2 (рис 199, *а*, звено *АБВГ*) относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарнира и расположенной в его плоскости

$$\frac{(g + v)\, l_2 (0{,}5 l_1 - c_1)^2}{2} \leqslant$$

$$\leqslant R_s (A_{sup} z_{sup} + A_{sp} z_{sp}), \qquad (660)$$

где c_1 – расстояние от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлении l_1, A_{sup}, A_{sp} – площади сечения арматуры в опорном и в пролетном пластических шарнирах в пределах одной панели, z_{sup}, z_{sp} – плечи внутренних пар в опорном и пролетном пластических шарнирах

В целях упрощения расчета Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций (1975 г) рекомендует уравнение равновесия (660) выражать через коэффициенты

$$\theta_{sup} = A_{sup}/A_{s1} \text{ и } \theta_{sp} = A_{sp}/A_{s1},$$

где $A_{s1} = A_{sup} + A_{sp}$ – суммарная площадь

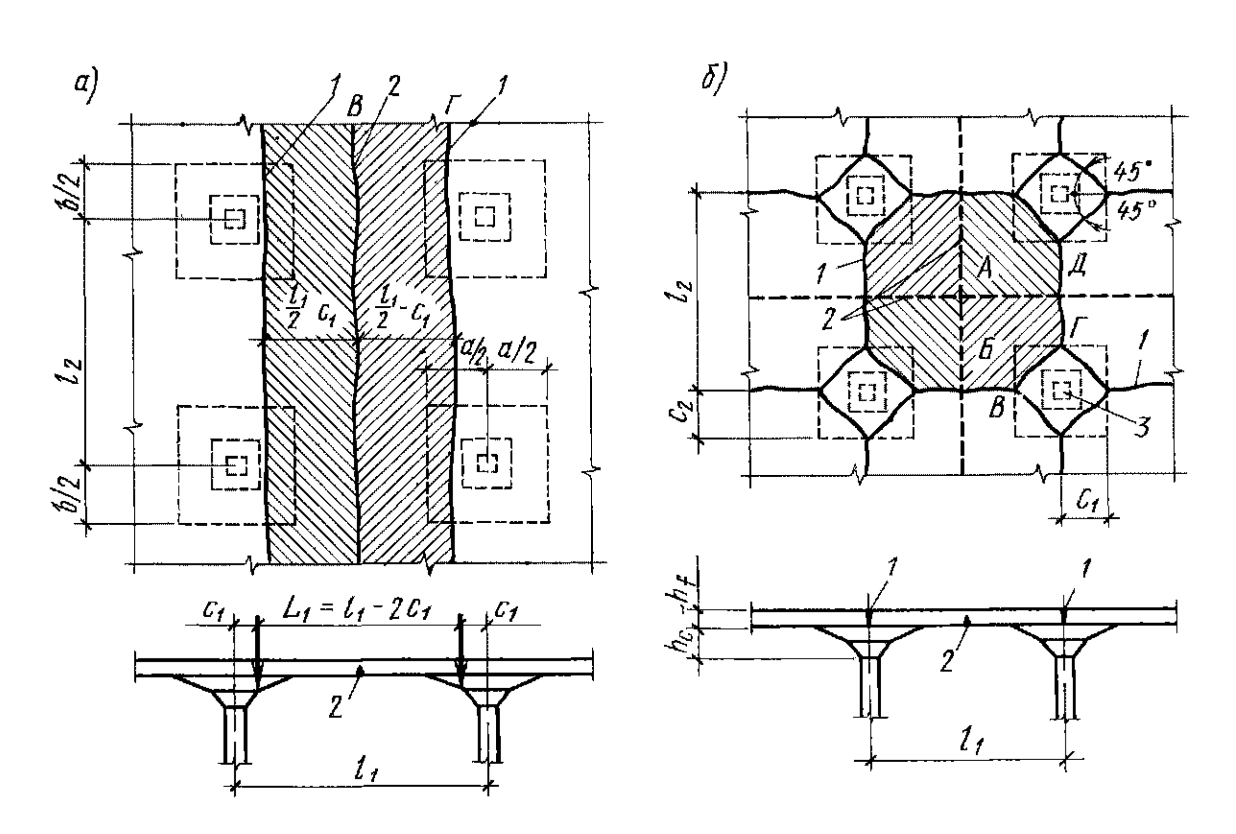


Рис 199 Схемы линейных пластических шарниров

а – при полосовой нагрузке *б* – при сплошной нагрузке, *1*, *2* – соответственно опорные и пролетные пластические шарниры

сечения арматуры, тогда

$$\frac{(g+v)l_2(l_1-2c_1)^2}{8} \leqslant R_s A_{s1} z_{sp} \times$$

$$\times \left(\theta_{sup}\frac{z_{sup}}{z_{sp}}+\theta_{sp}\right) \tag{661}$$

При расчете средних панелей рекомендуется принимать $\theta_{sup}=0{,}5$ 0,67, $\theta_{sp}=0{,}5$ 0,33

Крайние панели дополнительно рассчитывают на излом по схемам в зависимости от способа опирания

4. Расчет плиты на сплошную нагрузку. При сплошной нагрузке в пролетах средних плит образуются пластические шарниры, параллельные рядам колонн (рис 199, *б*), разделяющие плиту на четыре жестких звена *АБВГД* Над каждой капителью образуются четыре опорных линейных пластических шарнира, оси которых обычно располагаются под углом 45° к рядам колонн, в пролетных пластических шарнирах трещины раскрываются внизу, а в опорных – вверху плиты

Расчет выполняют, исходя из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к жесткому звену *АБВГД* (рис 199, *б*) – относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарнира *ВГ* и расположенной в его плоскости При этом предельная нагрузка на четверть панели (звено *АБВГД*) составляет $^1/_4(g+v)l_1l_2$ Центр тяжести нагрузки удален от опорного пластического шарнира, повернутого под углом 45° к осям панели на расстояние

$$(l_1/4-c_1+l_2/4-c_2)\frac{1}{\sqrt{2}} \tag{662}$$

Момент внешней нагрузки относительно опорного шарнира

$$M_1=\frac{(g+v)l_1l_2}{4}\left(\frac{l_1}{4}+\frac{l_2}{4}-c_1-c_2\right)\frac{1}{\sqrt{2}} \tag{663}$$

Опорный пластический шарнир *ВГ* откалывает от четверти панели треугольник *ВГД*, остающийся неподвижным вместе с колонной, поэтому к полученному моменту необходимо прибавить дополнительный момент от нагрузки, действующей на угловой треугольник

$$M_d=\frac{(g+v)(c_1+c_2)^2}{2}\;\frac{(c_1+c_2)}{3\sqrt{2}}=$$

$$=\frac{(g+v)(c_1+c_2)^3}{6\sqrt{2}} \tag{664}$$

Тогда суммарный момент внешних сил

$$M=M_1+M_d=\frac{(g+v)}{2}\left\{\frac{l_1l_2}{4}\left[\frac{l_1+l_2}{4}-\right.\right.$$

$$\left.\left.-(c_1+c_2)\right]+\frac{(c_1+c_2)^3}{6}\right\} \tag{665}$$

Момент внутренних сил, действующих в пластических шарнирах по контуру рассматриваемого жесткого пятиугольного звена *АБВГД* относительно опорного пластического шарнира, равен

$$M_u=\frac{R_s}{2\sqrt{2}}[(A_{sup1}+A_{sup2})z_{sup}+$$

$$+(A_{sp1}+A_{sp2})z_{sp}] \tag{666}$$

Расчетную формулу прочности промежуточных панелей на сплошную нагрузку записывают, исходя из условия равновесия, что сумма моментов внутренних и внешних сил равна нулю При $c_1=c_2$

$$\frac{(g+v)l_1l_2}{8}\left[\frac{l_1+l_2}{2}-2c+\frac{4}{3}\;\frac{c^3}{l_1l_2}\right]\leqslant$$

$$\leqslant\frac{R_s}{2}[(A_{sup1}+A_{sup2})z_{sup}+$$

$$+(A_{sp1}+A_{sp2})z_{sp}] \tag{667}$$

Для безбалочного перекрытия с квадратными панелями, одинаково армированными в обоих направлениях, неравенство (667) примет вид

$$\frac{(g+v)l^3}{8}\left[1-2\frac{c}{l}+\frac{4}{3}\left(\frac{c}{l}\right)^3\right]\leqslant$$

$$\leqslant R_s(A_{sup}z_{sup}+A_{sp}z_{sp})=$$

$$=R_sA_{s1}z_{sp}\left(\theta_{sup}\frac{z_{sup}}{z_{sp}}+\theta_{sp}\right) \tag{668}$$

В формулах (667) и (668) использованы следующие условные обозначения c_1 и c_2 – катеты отсеченного прямоугольника соответственно в поперечном и продольном направлении; в перекрытиях с квадратными панелями $c_1=c_2=c$ (см рис 199, *б*), A_{sup1}, A_{sup2} – поперечные сечения верхней (опорной) арматуры на

ширине панели соответственно в поперечном и продольном направлениях, A_{sp1}, A_{sp2} — поперечные сечения нижней (пролетной) арматуры на ширине панели соответственно в поперечном и продольном направлениях, θ_{sup}, θ_{sp}, A_s, z_{sup}, z_{sp} — то же, что и в уравнении равновесия (661)

Арматуру по ширине панели располагают равномерно

5. Учет распора. Прочность полей монолитного безбалочного перекрытия на сплошную нагрузку рекомендуется рассчитывать с учетом распора, создаваемого колоннами Когда распор колонн в явной форме не учитывают, сечение арматуры конструктивно уменьшают против расчетных величин на 10%, если между рассчитываемой плитой и краем перекрытия имеется два ряда колонн или более, на 5% — если между рассчитываемой плитой и краем перекрытия имеется один ряд колонн

Величину распора определяют по формуле

$$H = M_{\max}/\left(\frac{2}{3}h_c\right), \qquad (669)$$

где H — распор от данной колонны, $M_{\max}$ — наибольший расчетный момент в сечении колонны при наличии продольной силы, h_c — высота колонны или расстояние от пола до низа капители

Расчетный распор на плиту определяют для крайних плит промежуточных перекрытий как сумму распора вышележащей и нижележащей крайних колонн, а для средних плит — как сумму распоров четырех колонн вышележащих и нижележащих крайних и колонн первого промежуточного ряда

При расчете плит перекрытия с учетом распора колонн последний учитывают путем добавления к правой части равенства (667) или (668) величины Hz_f, где H — расчетный распор для данной панели, z_f — плечо сил распора,

$$z_f = h_c - x_{sup} - x_{sp} - \frac{x_{sup\,f} + x_{sp\,f}}{2} - \frac{l_1 + l_2}{1000}, \qquad (670)$$

h_c — высота капители в месте расположения опорного пластического шарнира (см рис 199, *б*), x_{sup} — высота сжатой зоны в опорном линейном пластическом шарнире без учета распора, x_{sp} — высота сжатой зоны в пролетных линейных пластических шарнирах без учета распора, $x_{sup\,f}$, $x_{sp\,f}$ — увеличение высоты сжатой зоны соответственно в опорном и пролетном пластических шарнирах под влиянием распора

6. Армирование плиты и капители. Плиту монолитного безбалочного перекрытия армируют сварными рулонными или плоскими сетками в соответствии с эпюрами изгибающих моментов Пролетные моменты воспринимают сетки, уложенные внизу плиты, а опорные — сетки, уложенные в верхней зоне плиты На опорах надколонных полос в обоих направлениях действуют отрицательные моменты, поэтому арматуру устанавливают в обоих направлениях вверху плиты (рис 200, *а*) В пролетах надколонной полосы (между капителями) в ее направлении действуют положительные моменты, а в направлении пролетной полосы — отрицательные, поэтому арматуру в пролетах надколонной полосы в обоих направлениях устанавливают внизу и вверху плиты Стержни верхних и нижних сеток заводят от середины пролета в каждую сторону 50% на $0{,}3l$ и 50% на $0{,}35l$

В пролетах пролетных полос в обоих направлениях действуют положительные моменты, поэтому сетки располагают внизу плиты (см рис 200, *б*) На опорах пролетных полос (над надколонными полосами) действуют положительные моменты, поэтому рабочую арматуру укладывают вверху полосы Чтобы верхние стержни лежали на расчетной высоте и не прогибались, их укладывают на подкладки — «скамейки» (см рис 65) или на специальные бетонные фиксаторы (см рис 64, *а*) «Скамейки» в пределах капители не устанавливают, так как они затрудняют бетонирование, поэтому применяют над капителями стержни диаметром не менее 10 мм В междуэтажных перекрытиях надопорные сетки в местах расположения колонн прерывают, за исключением верхнего (чердачного) перекрытия

В капителях, выполненных по рис 198, растягивающих напряжений не возникает,

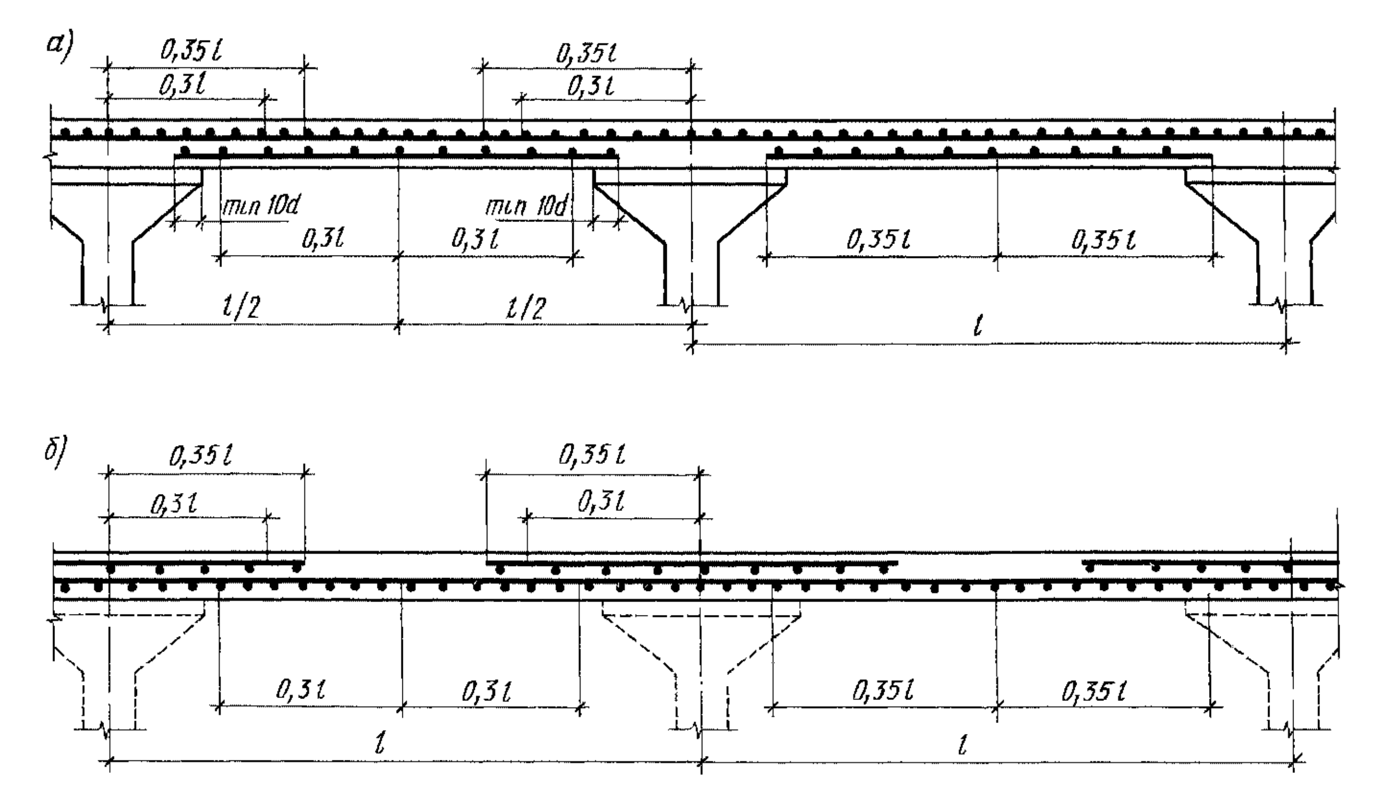


Рис 200 Армирование монолитного безбалочного перекрытия сварными плоскими сетками
а – межколонная полоса *б* – пролетная полоса

а напряжения сжатия всегда меньше допустимых Поэтому капители армируют конструктивно для восприятия усадочных и температурных усилий, а также в целях получения возможно более надежной и прочной связи колонн с плитой (рис 201) Прямые стержни диаметром 8 10 мм устанавливают в углах капители и середине сторон и связывают их по высоте тремя-четырьмя хомутами диаметром 6 мм

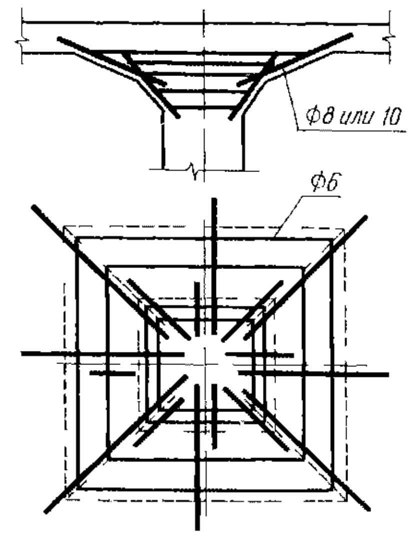


Рис 201 Армирование капители

§ 50. Сборно-монолитные безбалочные перекрытия

1. Капительные перекрытия. Сборно-монолитные безбалочные капительные перекрытия, обладая всеми положительными качествами монолитных безбалочных капительных перекрытий (гладкие потолки, минимальная конструктивная высота), в то же время оказываются значительно экономичнее их Они более экономичны и по сравнению с балочными сборно-монолитными перекрытиями, так как для их изготовления требуется меньше времени и ручного труда Примерная конструкция в двух вариантах сборно-монолитных безбалочных перекрытий приведена на рис 202 Капители в виде усеченных пирамид (вариант I) монтируют с помощью монтажных хомутов После монтажа капитель и колонну соединяют бетонными шпонками, образующимися после замоноличивания стыка На капители в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают тонкостенные предварительно напряженные надколонные плиты Такую же тонкостенную плиту размещают в центре перекрытия По верху сборных плит

укладывают монолитный бетон толщиной 4 .5 см по пролетной (центральной) плите и толщиной 9 10 см – по надколонным плитам В местах отрицательных моментов укладывают верхнюю опорную ненапрягаемую арматуру

В таком перекрытии полностью отсутствуют закладные детали, а объем сравнительно дешевого монолитного бетона составляет 46% от общего объема перекрытия Плоские капители монтируют с помощью выступов по периметру колонн (рис 202, вариант II). Связь между капителью и колонной выполняют сваркой закладных деталей Надколонные и пролетные плиты-балки выполняют из предварительно напряженных многопустотных плит Монолитный бетон укладывают только по надколонным плитам В нем устанавливают верхнюю опорную ненапрягаемую арматуру для восприятия отрицательных изгибающих моментов

При отсутствии плит с предварительно напряженной арматурой целесообразно применять в безбалочных перекрытиях колонны и капители из сборного, а плиту – из монолитного железобетона (рис 203) Щиты инвентарной опалубки подвешивают к капителям или укладывают на передвижные подмости

2. Бескапительные перекрытия. Под бескапительными условно понимают без-

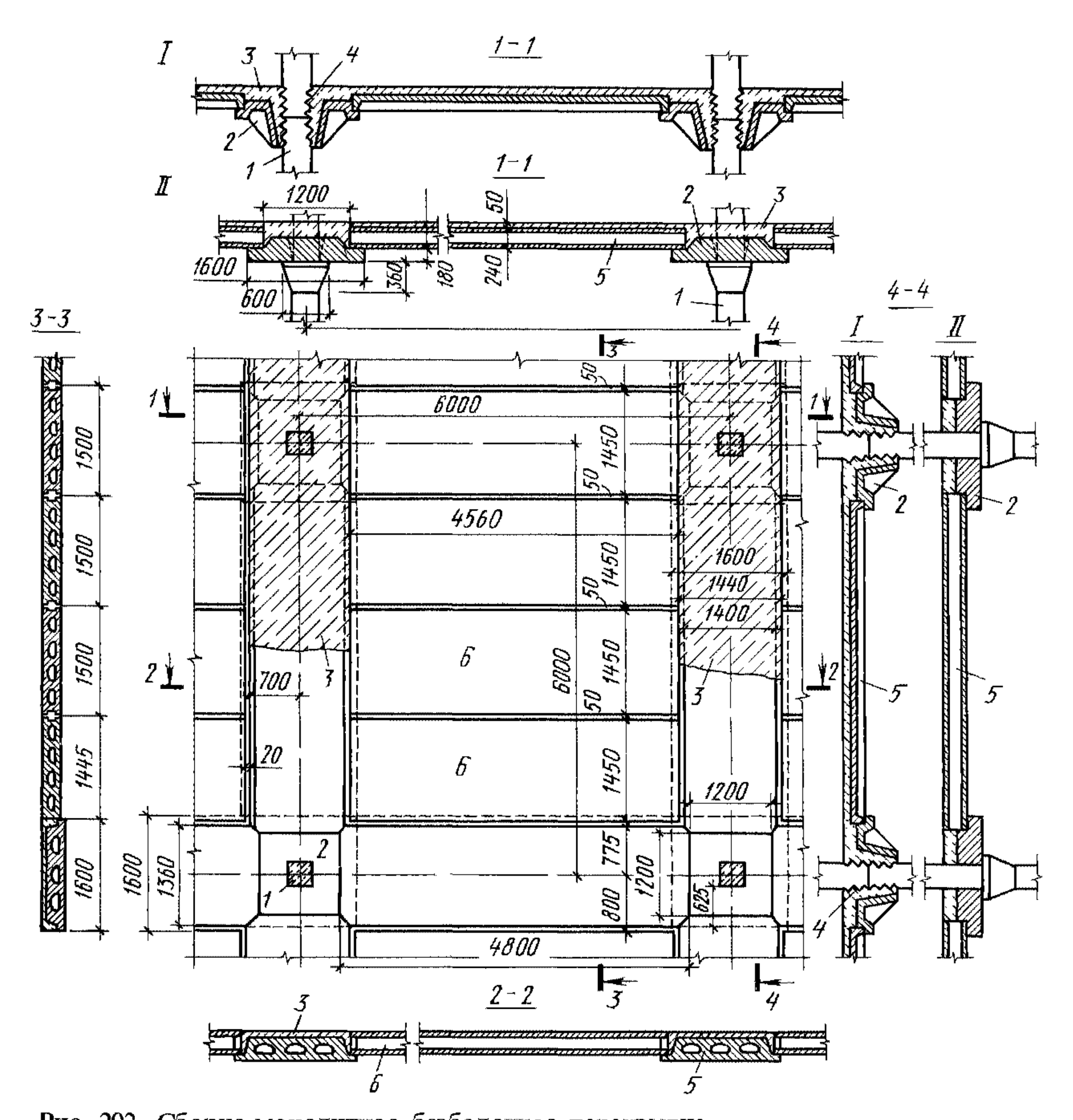


Рис 202 Сборно-монолитное безбалочное перекрытие

I – из ребристых плит, *II* – из пустотелых плит, *1* – колонна *2* – капитель, *3* – бетон замоноличивания, *4* – бетонные шпонки иа колониах, *5* – межколонные плиты; *6* – пролетные плиты

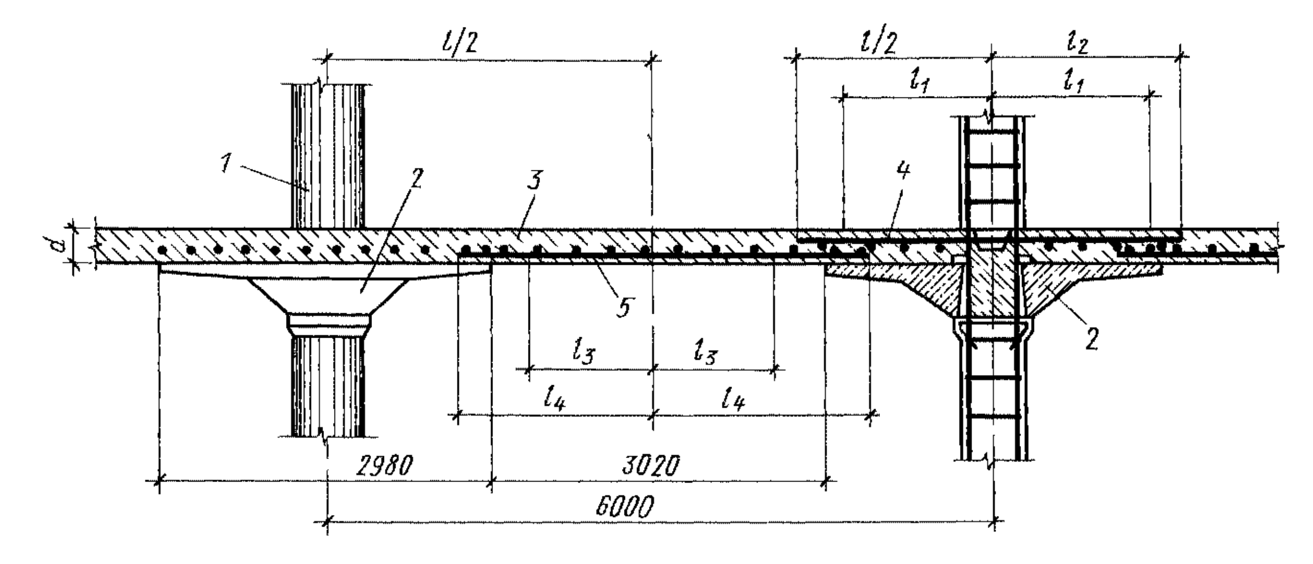


Рис 203 Безбалочное перекрытие с монолитной плитой

1 – сборная колонна, *2* – сборная капитель *3* – монолитная железобетонная плита, *4* – опорная арматура *5* – пролетная арматура *d* – по расчету

балочные перекрытия, изготовляемые методом подъема этажей – «подъемные плиты» Они являются особенно перспективными, так как в них наиболее удачно сочетаются преимущества сборного и монолитного железобетона Сущность бескапительных безбалочных перекрытий заключается в том, что плиты перекрытий для всех этажей бетонируют внизу одна над другой с разделяющими прокладками (рис 147)

В местах, где сквозь перекрытия проходят колонны, оставляют отверстия, окаймленные стальными воротниками-хомутами, заделываемыми в бетон при бетонировании перекрытий После приобретения плитами необходимой прочности поднимают в проектное положение конструкции крыши, монтируют конструкции верхнего этажа, а затем поднимают верхний этаж в проектное положение и т д Перекрытия в проектном положении закрепляют сваркой стальных закладных деталей Этажи поднимают гидравлическими домкратами, установленными на колоннах и работающими синхронно

Основное преимущество бескапительных перекрытий заключается в их индустриальности Они оказываются экономичными для нагрузок до 20 кН/м^2. Бескапительные перекрытия рассчитывают так же, как и монолитные безбалочные перекрытия

Глава 9

Железобетонные колонны и фундаменты. Конструкции минимальной стоимости

§ 51. Колонны

1. Общие сведения. При проектировании многоэтажных зданий в основном используются типовые колонны из каталога Поперечное сечение типовых колонн квадратное (см рис 72, *в*) или прямоугольное, развитое в плоскости действия изгибающего момента (см рис 73) Такие колонны наиболее технологичны при изготовлении Гибкость ($\lambda = l_0/i$) колонн принимают не более 120 ($l \leqslant 30h$)

Стыки колонн рекомендуется располагать вблизи нулевых значений изгибающих моментов Сборные колонны многоэтажных зданий обычно стыкуют через 1 5 этажей (см рис 27, *а*, *б*) В необходимых случаях при проектировании новых колонн (вследствие отличия от типовых высот колонн, нагрузок, габаритов) рекомендуется выбирать их размеры по данным, приведенным ниже

Ширина, мм	250	300	400	500
Высота, мм	250, 300	300, 400	400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000	500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100

Колонны квадратного сечения применяют в зданиях со связевой схемой каркасов, а прямоугольного — с рамно-связевой и рамной схемами каркасов (см § 42) Назначаемые размеры сечения колонн должны удовлетворять условиям унификации, требованиям обеспечения необходимой поперечной жесткости конструкций, условиям опирания панелей и ригелей

Величины расчетных длин колонн даны в § 52

2. Расчет и армирование. Колонны многоэтажных зданий рассматривают как внецентренно сжатые элементы (см § 52) Вертикальные нагрузки на колонну принимают по грузовой площади, приходящейся на колонну, без учета неразрезности ригелей Колонны армируют на всю высоту пространственным каркасом или каркасами, собираемыми из отдельных плоских сварных сеток (см рис 32). При действии в сечениях одинаковых или близких по величине изгибающих моментов разных знаков каркас принимают с симметричной арматурой Диаметр продольных стержней каркасов принимают не менее 12 мм и не более 40 мм

Для центрально- и внецентренно сжатых колонн с малым эксцентриситетом ($l_0/h \leqslant 0,5$) процент армирования при арматуре из стали класса А-III принимают 0,2 0,4% с каждой стороны При увеличении μ с каждой стороны до 1% стоимость колонны повышается на 20% При расчетных μ, превышающих 0,4% с каждой стороны, увеличивают или класс бетона, или сечение колонны При ограниченных габаритах колонн допускается увеличивать процент армирования до 3%

Для внецентренно сжатых колонн с большим эксцентриситетом ($x \leqslant \xi_R h_0$) рекомендуется принимать $\mu = 1$ 1,5% с каждой стороны По длинным сторонам сечений колонн предусматривают промежуточные стержни (конструктивная арматура), которые через один и не реже чем через 400 мм связывают между собой шпильками или фигурными хомутами (см рис 73) Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее $0,25d$ и не менее 5 мм, где d — наибольший диаметр продольных стержней Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней принимают по прилож 9 Рабочий чертеж типовой колонны приведен на рис 204 Расчет консолей колонн рассмотрен в § 30, а армирование консолей приведено на рис 76

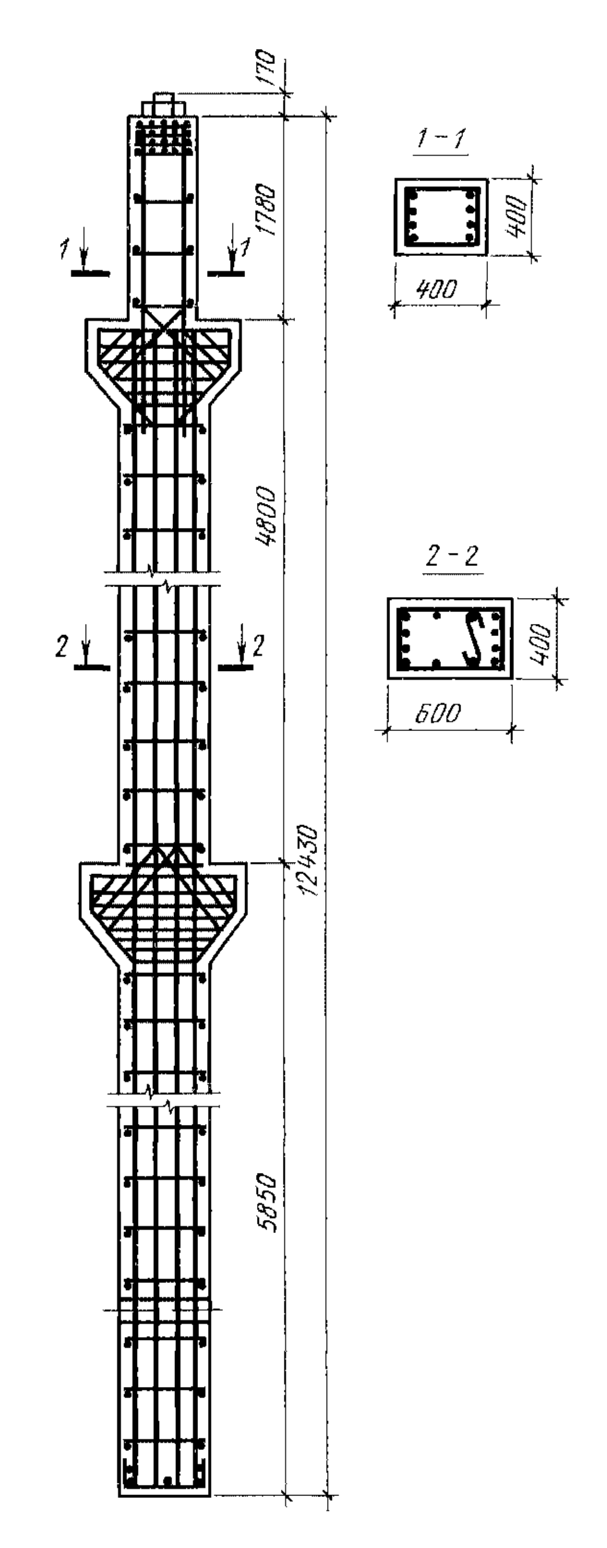


Рис 204 Рабочий чертеж типовой колонны

§ 52. Фундаменты

1. Общие сведения. Под фундаментами понимают подземные конструкции, предназначенные для передачи нагрузок от вышележащих частей здания на грунтовое основание Железобетонные фундаменты по сравнению с бетонными (рис 205, *а*) или каменными фундаментами являются наиболее экономичными Железобетонные фундаменты особенно целесообразны при строительстве как на обычных, так и на слабых или неоднородных грунтах

Различают три вида железобетонных фундаментов *отдельные* (под каждую колонну), *ленточные* (под рядами колонн или под стенами), *сплошные* (под всем сооружением) Отдельные и ленточные фундаменты могут быть *сборными* или *монолитными*, а сплошные – *монолитными* На выбор типа фундамента влияют размеры фундамента, местные условия, мощность кранового оборудования, условия транспортирования и пр Стоимость фундаментов составляет 4 6% общей стоимости здания, поэтому в каждом конкретном случае вид фундамента и способ его изготовления принимают на основании технико-экономических расчетов

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и пролете колонн 6 м и более Ленточные фучдаменты принимают при слабых грунтах и больших нагрузках, а также при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания Сплошные фундаменты делают при недостаточной несущей способности ленточных фундаментов Сплошные фундаменты целесообразны при слабых и неоднородных грунтах, при значительных и неравномерно распределенных нагрузках, так как они в большой мере выравнивают осадки основания

Для удобства выполнения нулевого цикла верх фундамента сборных колонн принимают ниже уровня чистого пола на 150 мм (рис 205, *б*), а монолитных колонн – на 50 мм (рис 205, *в*) В этих целях сопряжение колонн с подошвой фундамента осуществляют посредством вытянутой стаканной части (повышенного подколонника) Толщину стенок стакана d принимают не менее $0,3h_c$ и не менее 150 мм (см рис 205, *б*), а утолщение стенки подколонника – 50 мм (см. рис 205, *в*) в сборном и монолитном железобетоне Стенки стакана не армируют, если их толщина поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана Если эти условия не соблюдаются, то стенки стакана армируют по рис 206 продольной и поперечной арматурой в соответствии с расчетом, диаметр поперечных стержней принимают не менее 8 мм и не менее 0,25 диаметра продольных стержней Подколонник ниже дна стакана армируют аналогично колоннам Размеры по высоте подколонника и плитной части назначают кратными 150 мм Плитную часть разбивают на ступени Всего принимают не более трех

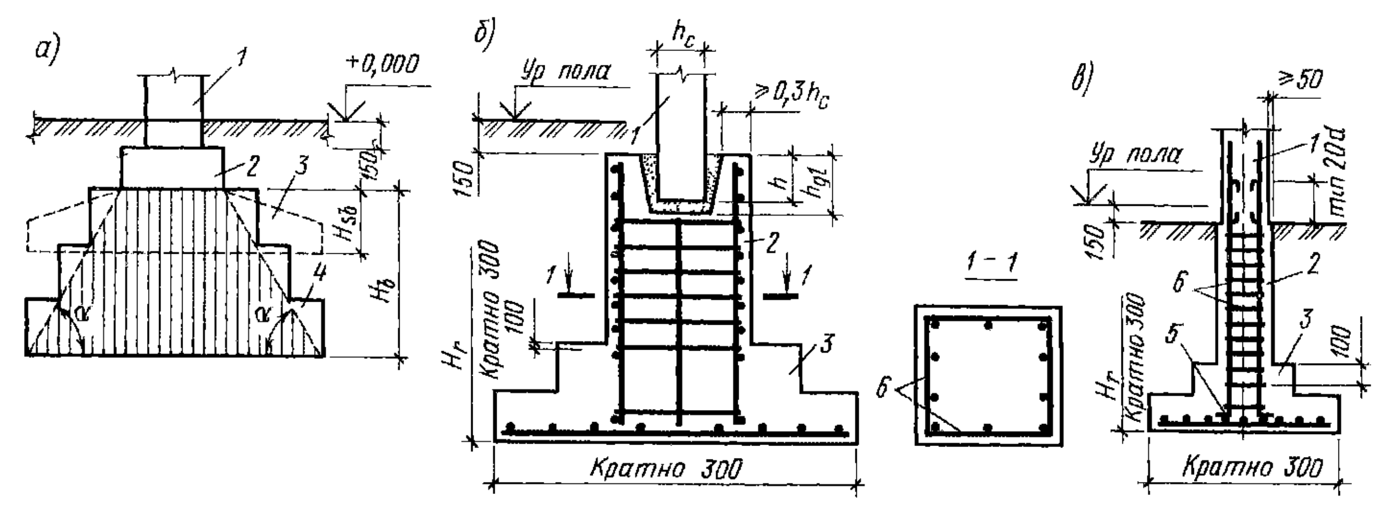


Рис 205 Отдельные фундаменты

а – схема, *б*, *в* – соответственно сборный и монолитный стык колоины с фуидаментом, *1* – колонна, *2* – подколонник, *3* – железобетонный фундамент, *4* – бетонный фуидамент, *5* – лапки рабочей арматуры, *6* – хомуты

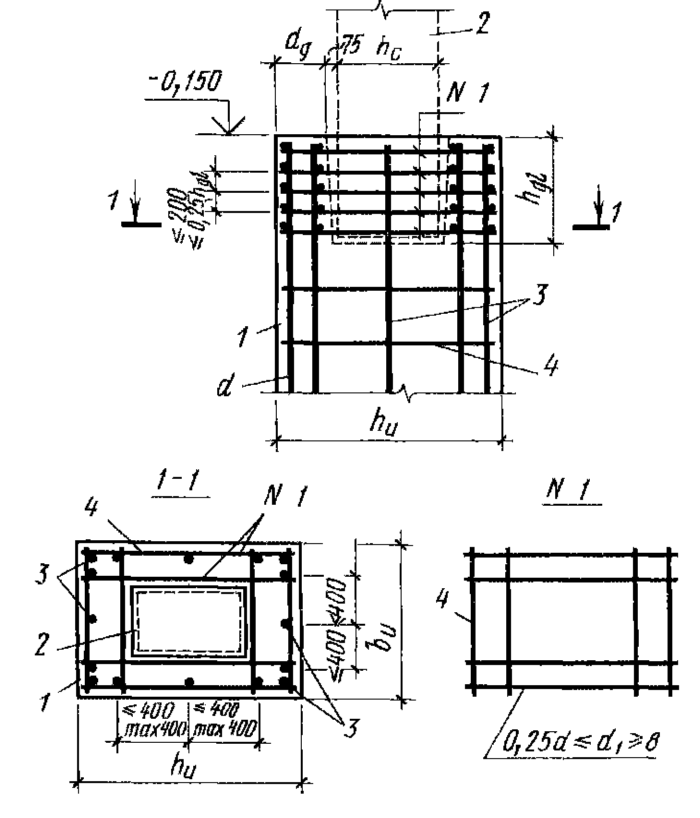


Рис 206 Армирование стаканной части фундамента

1 – фундамент (подколонник) *2* – колонна; *3* – продольная (рабочая) арматура подколонника; *4* – хомуты подколонника

ступеней. Их высоты принимают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента и равными 300 и 450 мм При высоте плитной части 1500 мм и более высота верхней ступени может быть принята равной 600 мм

Стыкование колонны с фундаментами в монолитном железобетоне осуществляют посредством выпусков арматуры из фундаментов Выпуски с арматурой колонн стыкуют внахлестку (см рис 36, *а*)

Сборные фундаменты изготовляют из бетонов классов В12,5 В20, а монолитные – В10

В деформационных швах зданий и сооружений фундамент под обе колонны делают общим, так как это не существенно влияет на работу шва. Фундаменты на вечномерзлых грунтах проектируют по специальным указаниям

По характеру работы различают центрально- и внецентренно нагруженные фундаменты, по способу изготовления – монолитные и сборные Технико-экономическое сравнение показывает, что стоимость монолитных фундаментов, как правило, ниже стоимости сборных Применение сборных отдельно стоящих фундаментов целесообразно для достижения полносборности зданий при большой повторяемости сборных конструкций, а также при строительстве удаленных объектов Применение сборных фундаментов позволяет сократить сроки строительства, облегчает ведение работ в зимнее время и в сложных гидрогеологических условиях

2. Отдельные центрально-нагруженные фундаменты. Под центрально-нагруженными понимают фундаменты, когда внешняя сила N действует по отношению к центральной оси фундамента с эксцентриситетом $e_0 \leqslant e_a$ (см § 26). Центрально-нагруженные фундаменты обычно выполняют квадратными в плане, за исключением тех случаев, когда они не могут быть развиты во все стороны из-за фундаментов под оборудование тоннелей или других подземных сооружений, в этих случаях отношение сторон также принимают ближе к единице и не менее 1 3

Количество ступеней назначают в зависимости от общей высоты фундамента 1) при $H \leqslant 45$ см – одноступенчатый фундамент (рис. 207, *а*), 2) при $45 < H \leqslant 90$ см – двухступенчатый фундамент (рис 207, *б*), 3) при $H \geqslant 90$ см – трехступенчатый фундамент (рис 207, *в*), минимальная высота ступени – 300 мм Размеры ступеней фундаментов без подколонника назначают такими, чтобы весь контур фундамента находился снаружи боковых граней усеченной пирамиды, верхним основанием которой служит опорное сечение колонны (подколонника), а грани наклонены к горизонту под углом 45°

Ступени сборных и монолитных фундаментов выполняют с горизонтальными поверхностями (см рис 207) ступени сборных фундаментов можно выполнять и с наклонными поверхностями пирамидальной формы (рис 208, *а*) Первые проще в отношении устройства опалубки и бетонирования с применением вибраторов, вторые требуют меньше бетона, но несколько сложнее по форме, что не мешает при выполнении их в полигонных условиях или на заводе Высоты ступеней H_1, H_2, H_3 и т д. в фундаментах обоих видов выбирают так, чтобы не требовалась поперечная арматура, т е чтобы соблюдалось условие (200) При этом условии фундаменты армируют одной

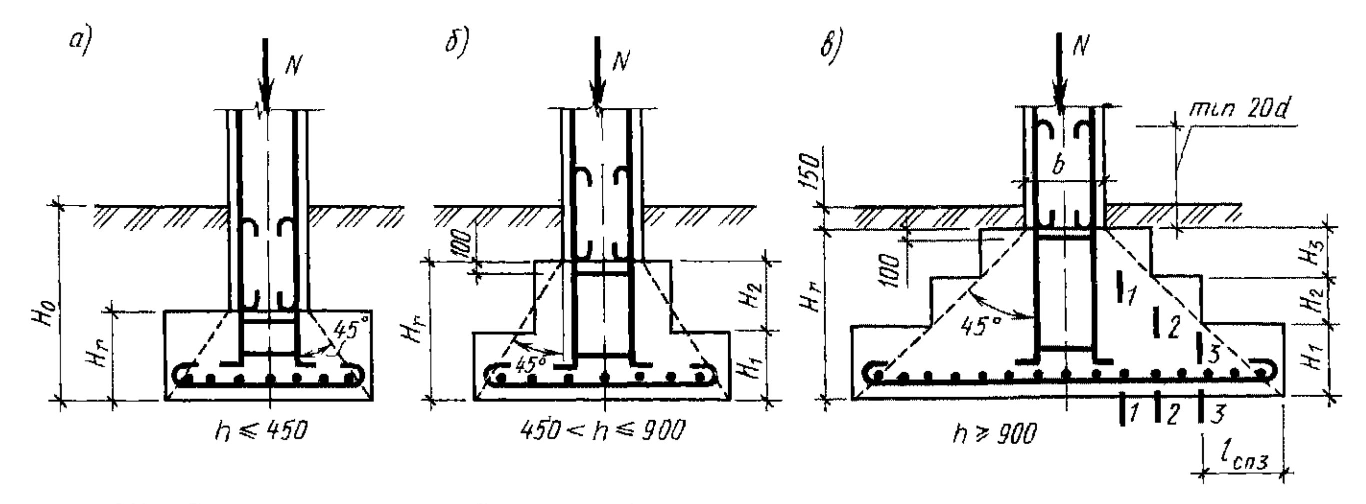


Рис 207 Ступенчатые железобетонные фундаменты

а — одноступенчатый; *б* — двухступенчатый, *в* — трехступенчатый

сеткой, расположенной в их подошве и предназначенной для восприятия растягивающих усилий от действия реактивных изгибающих моментов (от реактивного давления грунта)

Фундаменты под сборные колонны обычно выполняют стаканного типа (рис 208, *а*) в виде одного элемента, если масса их соответствует грузоподъемности монтажных кранов, в противном случае фундаменты выполняют составными из отдельных блоков (рис 208, *б*) В составных фундаментах армируют плиты каждого ряда, поэтому они менее экономичны и их применение обосновывают в каждом конкретном случае технико-экономическим расчетом

Толщину дна стакана принимают не менее 200 мм из условия его продавливания колонной в процессе монтажа (до замоноличивания стыка) Максимальные размеры зазоров между стенками стакана и колонной назначают 75 мм поверху и 50 мм понизу Глубину заделки колонны в стакан *H* принимают не менее наибольшего размера поперечного сечения колон-

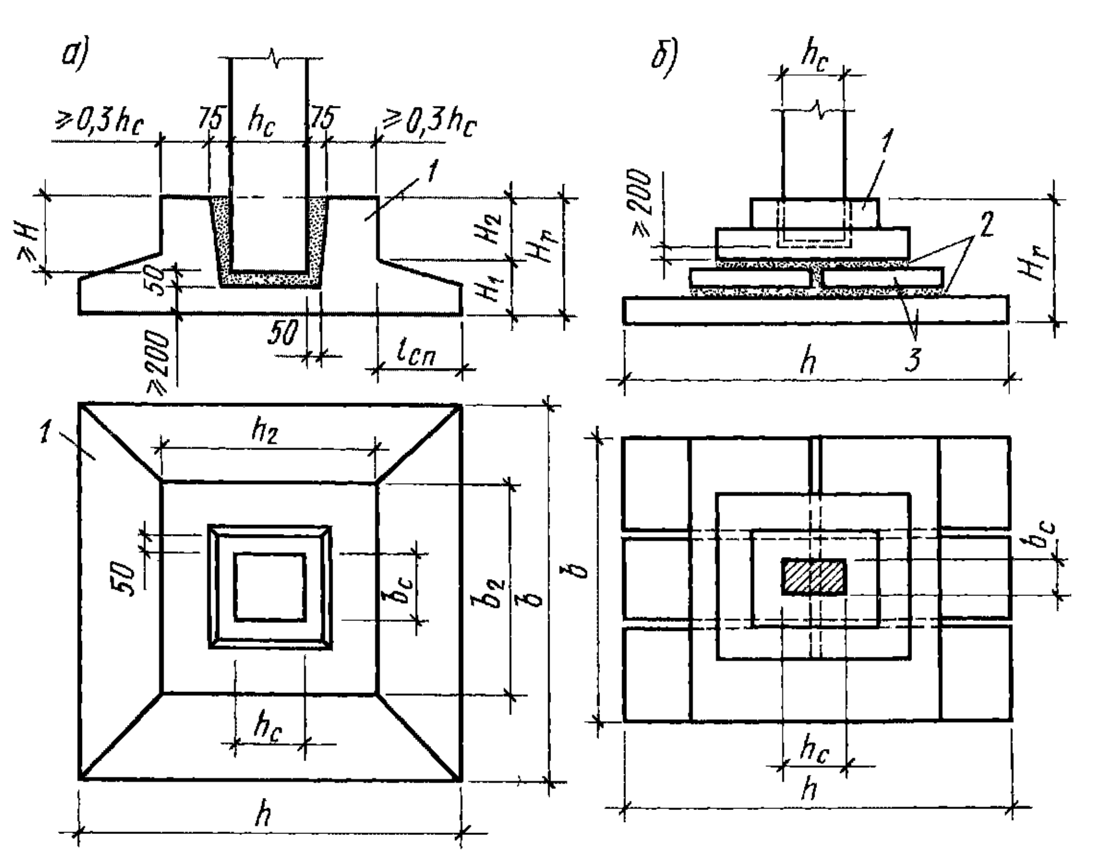


Рис 208 Сборные отдельные фундаменты

а — одноэлементный, *б* — составной из блоков, *1* — стакан, *2* — цементный раствор, *3* — блоки

ны h_c и не менее $l_{an} + 1$ см, где l_{an} вычисляют для растянутой арматуры по формуле (81) Глубину стакана H_g принимают большей на 5 см, чтобы можно было устраивать подливку и компенсировать неточность в установке сборного фундамента (рис 208, *а*) $H_g = H + 5$ см Поэтому минимальная высота фундамента, обеспечивающая жесткую заделку колонны в него,

$$H_{r\min} \geqslant H + 25 \text{ см}, \tag{671}$$

где $h_c \leqslant H \geqslant l_{an} + 1$ см

Сборные фундаменты можно располагать на грунте (без подготовки), при этом защитный слой бетона внизу принимают толщиной не менее 7 см, на сухих, плотно сложившихся песчаных и гравелистых грунтах – не менее 3,5 см При водонасыщенных и глинистых грунтах под фундаменты делают подготовку толщиной 10 см из гравия или щебня, втрамбованных в грунт, с проливкой цементным раствором (1 4) Защитный слой в этом случае принимают не менее 3,5 см

Фундаменты армируют сварными сетками из стержней периодического профиля классов А-II и А-III и в крайнем случае – из гладких стержней класса А-I диаметром не менее 12 мм Размеры ячеек сетки принимают не менее 100 мм и не более 200 мм В больших фундаментах (со сторонами 3 м и более) половину стержней принимают длиной $0{,}8l$, где l – размер длинных стержней Короткие и длинные стержни укладывают через один Для упрощения армирования рекомендуется сетки укладывать в два слоя, принимая размеры в плане верхней сетки равными 0,8 от соответствующих размеров нижней сетки

Расчет центрально-нагруженных фундаментов состоит из двух частей· расчета основания и тела фундамента По данным расчета основания определяют размеры подошвы фундамента, а по данным расчета тела фундамента – общую высоту фундамента, высоту уступов и необходимое армирование

При расчете основания, используя гипотезу Винклера, можно давление на грунт под подошвой фундамента принять равномерно распределенным Неравномерность распределения давления увеличивается по мере увеличения размеров фундамента в плане, поэтому крупные фундаменты желательно рассчитывать с учетом упругости основания

Расчет прочности основания производят из условия, что давление от внешних нагрузок на подошву фундамента не превышает расчетных сопротивлений грунта, приведенных в нормах (СНиП 2 02 01–83) Расчетную формулу прочности основания под подошвой фундамента ($N \leqslant N_u$) получают из условия равновесия $\sum y = 0$

$$A_r = hb = N/(R_g - \gamma_m H_0), \tag{672}$$

где N – нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента при $\gamma_f = 1$; R_g – условное расчетное сопротивление грунта, $\gamma_m = 20$ кН/м^3 – усредненная сила тяжести единицы объема фундамента и грунта на его уступах, H_0 – глубина заложения фундамента

Минимальную рабочую высоту фундамента определяют по формуле (357) из расчета недопущения продавливания фундамента колонной Полную высоту фундамента округляют (в бóльшую сторону) для соблюдения унифицированных размеров отдельных ступеней и фундамента в целом Минимальную высоту фундаментов стаканного типа (рис 208, *а*) уточняют с учетом конструктивных требований Минимальная высота монолитных фундаментов, найденная по формуле (357), оказывается часто неоптимальной по технико-экономическим показателям За оптимальную высоту H монолитного фундамента принимают большую из двух величин

$$H_r = \chi(h - h_c), \; H_r = \chi(b - b_c), \tag{673}$$

где h, b – стороны подошвы фундамента, см, h_c, b_c – стороны сечения колонны (подколонника) у верхнего обреза фундамента, см; χ – коэффициент, зависящий от расчетного давления на грунт σ_r.

σ_r, МПа . . .	.0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
χ	.0,31	0,36	0,38	0,40	0 42	0,43

Рабочую высоту сечения H_{01} нижней ступени определяют из условия прочности по поперечной силе без поперечного армирования опасного наклонного сечения, начинающегося в сечении *3–3* (см рис 207, *в*) Расчетная формула (200) для

единицы ширины этого сечения принимает вид

$$\sigma_r c_{cn1} \geqslant \varphi_{b3} R_{b1} H_{01}, \quad H_{01} \leqslant \sigma_r l_{cn1}/(\varphi_{b3} R_{bt}), \tag{674}$$

где σ_r — фактическое напряжение грунта под подошвой фундамента, имеет то же значение, что и в формуле (357), l_{cn1} — вылет консоли высотой H_1

Аналогично определяют рабочие высоты сечений H_{02} и H_{03} второй и третьей ступеней

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом нормальных сечений *1—1, 2—2, 3—3* и т д (см рис 207, *в*), предполагая, что внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта σ_r снизу работают подобно консолям, заделанным в этих сечениях. Величины расчетных изгибающих моментов равны

в направлении бóльшей стороны h (см рис 208, *а*)

$$M_1 = 0{,}125\sigma_r(h - h_c)^2 b,$$
$$M_2 = 0{,}125\sigma_r(h - h_2)^2 b, \tag{675}$$
$$M_3 = 0{,}125\sigma_r(h - h_1)^2 b,$$

в направлении меньшей стороны b

$$M_1 = 0{,}125\sigma_r(b - b_c)^2 h;$$
$$M_2 = 0{,}125\sigma_r(b - b_2)^2 h, \tag{676}$$
$$M_3 = 0{,}125\sigma_r(b - b_1)^2 h$$

По приближенным формулам моментов определяют площадь сечения рабочей арматуры на всю ширину фундамента в каждом направлении

$$A_s = M/(0{,}9 H_{01} R_s) \tag{677}$$

Содержание арматуры в расчетном сечении каждого направления должно быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах. При квадратной подошве фундамента сечение арматуры в обоих направлениях будет одинаковым

Пример. Рассчитать сборный фундамент под центрально-сжатую колонну сечением 30 × 30 см многоэтажного здания (рис 209). Диаметр рабочей арматуры колонны 16 мм, $N = 1000$ кН, бетон тяжелый класса В20 ($R_{bt} = 0{,}9$ МПа, $R_b = 11{,}5$ МПа при $\gamma_{b2} = 1{,}1$), арматура класса А-II ($R_s = 280$ МПа), грунт — пластичный суглинок с коэффициентом пористости $\varepsilon = 0{,}5$ ($R_g = 0{,}25$ МПа), глубина заложения фундамента 2,0 м

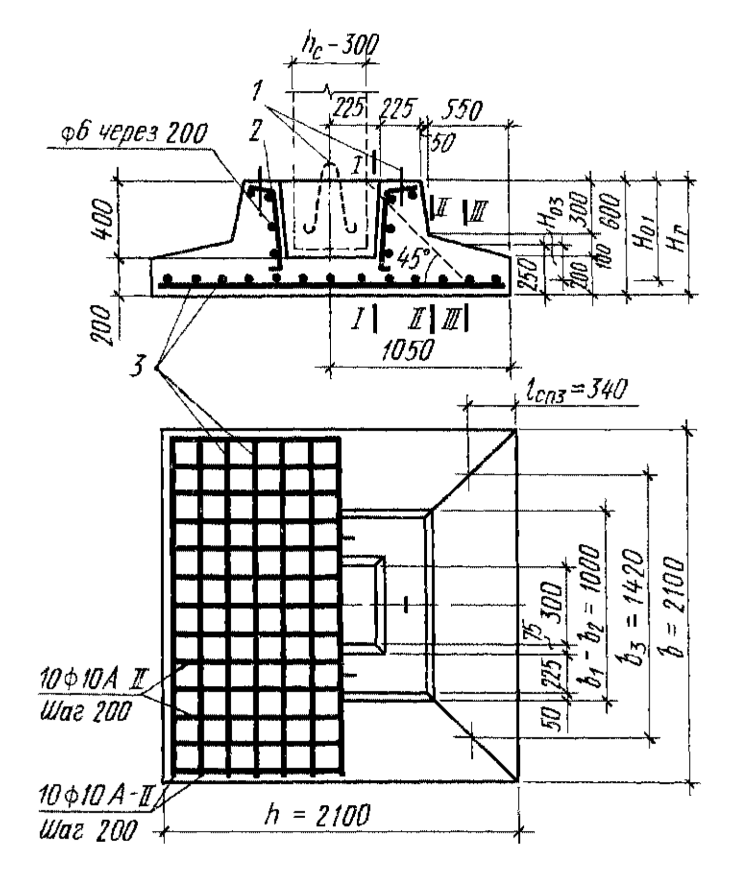


Рис 209 Армирование отдельного фундамента

1 — монтажные петли, *2* — конструктивная арматура, *3* — рабочая арматура

Решение. По формуле (672),

$$A_r = N/(R_g - \gamma_m H_0) = 1000 \cdot 10^3/(0{,}25 \cdot 10^6 - 20 \cdot 2 \cdot 10^3) = 4{,}1 \text{ м}^2$$

Окончательные размеры подошвы фундамента 210 × 210 см с площадью $A_r = 4{,}4$ м², $bh = 2{,}1 \times 2{,}1$ м²

По формуле (357),

$$H_{01} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + \sigma_r}} = -\frac{0{,}3 + 0{,}3}{4} + 0{,}5\sqrt{\frac{1000}{0{,}9 \cdot 10^3 \cdot 226}} \approx 0{,}32 \text{ м},$$

где $\sigma_r = N/A = 1000/(2{,}1 \cdot 2{,}1) = 226$ кН/м²

Полная высота фундамента

$$H_{r\min} = H_{01} + a = 32 + 4 = 36 \text{ см}$$

Наименьшая высота фундамента по конструктивным требованиям

$$H_{r\min} = h_c + 20 + 5 = 30 + 25 = 55 \text{ см},$$

$$H_{r\min} = l_{an} + 1 + 25 = (\omega_{an} R_s/R_b + \Delta\lambda_{an}) \times d + 26 = (0{,}5 \cdot 280/11{,}8 + 8)\,1{,}6 + 26 = 58 \text{ см}$$

Окончательно наименьшую высоту фундамента $H_{r\min}$ принимают равной 600 мм, т е кратной 100 мм (см рис 209), $H_{01} = 60 - 4 = 56$ см

По формуле (674),

$$H_{03} = \frac{\sigma_r l_{cn3}}{\varphi_{b3} R_{bt}} = \frac{226 \; 29}{0{,}6 \;\; 0{,}9 \;\; 10^3} = 12{,}2 \text{ см} < 25 \text{ см},$$

принятых конструктивно,

где $l_{cn3} = 0{,}5(h - h_3) = 0{,}5(h - h_c - 2H_{01}) =$
$= 0{,}5(210 - 30 - 2 \;\; 56) = 29$ см,

$$H_{02} > \frac{\sigma_r l_{cn2}}{\varphi_{b3} R_{bt}} = \frac{226 \;\; 50}{0{,}9 \;\; 10^3 \;\; 0{,}6} = 12{,}6 \text{ см} < 30 \text{ см},$$

принятых конструктивно,

где $l_{on2} = 0{,}5(h - h_2) = 0{,}5(210 - 100) = 50$ см

По формуле (675),

$M_1 = 0{,}125\sigma_r(h - h_c)^2 h = 0{,}125 \;\; 22{,}6(210 -$
$- 30)^2 \;\; 210 = 19\,221\,300$ кН см,

$M_2 = 0{,}125\sigma_r(h - h_2)^2 h = 0{,}125 \;\; 22{,}6(210 -$
$- 100)^2 \;\; 210 = 1\,178\,330$ Н см,

$M_3 = 0{,}125\sigma_r(h - h_1)^2 h = 0{,}125 \;\; 22{,}6(210 -$
$- 30 - 2 \;\; 56)^2 \;\; 210 = 2\,743\,200$ Н см,

где $h_1 = h_c + 2H_{01}$

По формуле (677),

$A_{s1} = M_1/(0{,}9H_{01}R_s) = 19\,221\,3000/(0{,}9 \;\; 560 \times$
$\times 280) = 1360$ мм^2,

$A_{s2} = M_2/(0{,}9H_{02}R_s) = 11\,783\,300/(0{,}9 \;\; 260 \;\; 280) =$
$= 1090$ мм^2,

$A_{s3} = M_3/(0{,}9H_{03}R_s) = 27\,432\,000/(0{,}9 \;\; 210 \;\; 280) =$
$= 518$ мм^2

При определении A_s рабочие высоты сечений H_0 принимают для нижнего ряда арматуры для арматуры второго ряда эти высоты будут меньше на 1,2 см, а A_s – больше

Принимают сварную сетку с рабочей арматурой в обоих направлениях из 12 стержней $d = 12$ мм с шагом 18 см, $A_s = 13{,}6$ см^2 ($\pm 0\%$)

Проценты армирования расчетных сечений

$$\mu_{01} = \frac{A_{s1}}{bH_{01}} \; 100 = \frac{13{,}6 \;\; 100}{100 \;\; 56} \approx 0{,}2\%,$$

$$\mu_{02} = \frac{13{,}6 \;\; 100}{200 \;\; 26} \approx 0{,}3\%,$$

$$\mu_{03} = \frac{13{,}6 \;\; 100}{180 \;\; 21} \approx 0{,}4\%,$$

что выше $\mu_{min} = 0{,}1\%$

3. Отдельные внецентренно нагруженные фундаменты. Под внецентренно нагруженными понимают фундаменты (рис 207, *в*), когда внешняя сила N действует по отношению к центральной оси фундамента с эксцентриситетом $e_0 > e_a$ (см § 26) При действии значительных моментов и поперечных сил внецентренно нагруженные фундаменты многоэтажных зданий делают прямоугольными симметричными в плане (с большой стороной подошвы в плоскости действия момента). Соотношение меньшей стороны к большей принимают не менее 0,6 Конструирование внецентренно нагруженных фундаментов ничем не отличается от конструирования центрально-нагруженных. В многоэтажных зданиях принимают трапецеидальную эпюру напряжений в грунте (рис 210, *а*) под подошвой фун-

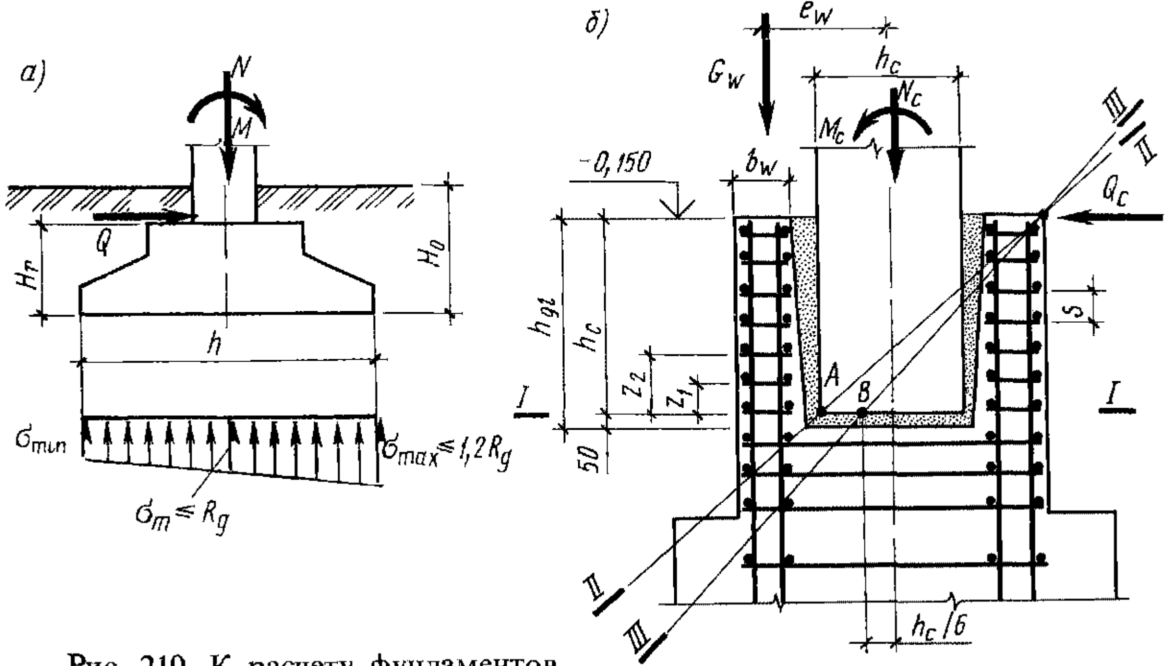


Рис 210 К расчету фундаментов
а – эпюра напряжений в грунте, *б* – армирование оголовника

дамента Ординаты эпюры напряжений на грунт при прямоугольной форме подошвы фундамента определяют по формулам сложного сопротивления

Прочность основания рассчитывают из условия, что наибольшее давление грунта у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента с расчетными давлениями грунта $R_{max} = 1{,}2R_g$ При этом не допускается частичное касание фундамента с грунтом, т е принимают $R_{min} > 0$

Среднее напряжение в грунте σ_m под подошвой фундамента от силы N_r принимают не более расчетного давления грунта $(\sigma_m = N_r/A_r \leqslant R_g)$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N_r}{A_r} + \frac{M_r}{W} = \frac{N_r}{hb}\left(1 + \frac{6e_0}{h}\right), \\ \sigma_{min} &= \frac{N_r}{hb}\left(1 - \frac{6e_0}{h}\right), \end{aligned}\right. \qquad (678)$$

где $N_r = N + bh\ \gamma_m H_0$ — продольная сила, действующая на подошву фундамента, $M_r = M + QH_r$ (рис 210, *а*) — изгибающий момент, действующий на подошву фундамента, N, M, Q — продольная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие в сечении колонны на уровне верха фундамента, h, b — размеры сторон подошвы фундамента,

$$\left.\begin{aligned} h &= e_0(2 + \sqrt{1{,}055\delta - 2{,}5}), \\ \delta &= N/[(1{,}2R_0 - \gamma_m H_0)\gamma_r e_0], \\ e_0 &= M/N,\ b = \gamma_r A,\ \gamma_r = 0{,}6 - 0{,}9, \end{aligned}\right\} \qquad (679)$$

γ_m, H_0 — имеют те же значения, что и в формуле (672)

Прочность тела внецентренно нагруженного фундамента рассчитывают по аналогии с центрально-нагруженными фундаментами

В фундаментах с подколонником (рис 210, *б*) рассчитывают продольную и поперечную арматуру Площадь сечения продольной (вертикальной) арматуры определяют на уровне дна стакана (сечение $I-I$) Нормальные силы и изгибающие моменты определяют от комбинации усилий, действующих в колонне на уровне верха стакана (M_c, N_c, Q_c) и веса стакана, а также части колонны в нем

$$\begin{aligned} M &= M_c + Qh_{gl} + G_w e_w, \\ N &= N_c + G_w, \end{aligned} \qquad (680)$$

где G_w — вес части стены, передающейся на фундамент, e_w — эксцентриситет стены до оси фундамента, h_{gl} — глубина стакана

Коробчатое поперечное сечение стакана приводится к тавровому (см § 23) Поперечную арматуру при $e_0 = \frac{M}{N} \leqslant \frac{h_c}{6}$ ставят конструктивно (см рис 206), а при $e_0 > \frac{h_c}{2}$ определяют расчетом на момент в расчетном сечении, проходящем через сжатое ребро торца колонны и верхнее ребро стакана (сечение $II-II$) Шаг поперечной арматуры s принимают не более 200 мм и не более $0{,}25h_{gl}$, а площадь ее сечения в одном ряду определяют по формуле

$$A_w = \frac{M + Qh_{gl} - Hh_c/2}{R_{sw}\sum z_{sw}}, \qquad (681)$$

где $\sum z_{sw}$ — сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны

При $h_c/2 > e_0 > h_c/6$ площадь сечения всех хомутов одной сетки

$$A_w = (M + Qh_{gl} - 0{,}7Ne_0)/(R_{sw}\sum z_{sw}), \qquad (682)$$

где h_{gl}, z_{sw} — имеют то же значение, что и в формуле (681)

Пример. Определить размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента (см рис 209) при следующих данных $N = 1{,}5\ 10^6$ Н, $M = 5\ 10^5$ Н м, условное расчетное сопротивление грунта $R_g = 0{,}3$ МПа $= 3\ 10^5$ Н/м², $H_0 = 2$, допустимое соотношение краевых давлений $\sigma_{min} \geqslant 0{,}25\sigma_{max}$

Решение.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5\ 10^5}{1{,}5\ 10^6} = 0{,}33\ \text{м},\ \gamma_m = 2\ 10^4\ \text{Н/м}^3$$

Задаются отношением $\gamma_r = b/h = 0{,}9$, тогда

$$\delta = \frac{N}{(1{,}2R_0 - \gamma_m H_0)\gamma_r e_0^2} = \frac{1{,}5 \cdot 10^6}{(1{,}2\ 3\ 10^5 - 2\ 10^4\ 2)\ 0{,}9\ 0{,}33^2} = 48,$$

$$h = e_0(2 + \sqrt{1{,}055\delta - 2{,}5}) = 0{,}33(2 + \sqrt{1{,}055\ 48 - 2{,}5}) = 2{,}95\ \text{м},$$

$$b = \gamma_r h = 0{,}9\ 2{,}95 = 2{,}7\ \text{м}$$

Принимают $h = 3$ м, $b = 2{,}8$ м (кратно модулю 0,2 м)

Проверяют принятые размеры подошвы фундамента Расчетная сила на уровне по-

Рис 211 Ленточные фундаменты:

а — с подушками сплошного сечения *б* — с ребристыми подушками, *в* — с раздвинутыми подушками, *1* — блоки наружной стены; *2* — блоки внутренней стены; *3* — блоки-подушки, *в* — по расчету

дошвы фундамента из уравнения (678)

$$N_r = N + \gamma_m H_0 A_r = 1{,}5 \quad 10^6 + 2 \quad 10^4 \quad 2 \quad 3 \quad 2{,}8 = 1{,}83 \quad 10^6 \text{ Н},$$

ее эксцентриситет

$$e_{01} = Ne_0/N_r = 1{,}5 \quad 10^6 \quad 0{,}33/(1{,}83 \quad 10^6) = 0{,}27 \text{ м} < h/6 = 3/6 = 0{,}5$$

По формуле (678),

$$\sigma_{max} = \frac{N_r}{hb}\left(1 + \frac{6e_{01}}{h}\right) = \frac{1\,836\,000}{300 \quad 280}\left(1 + \frac{6 \quad 27}{300}\right) = 3{,}36 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2 < 1{,}2R_0 = 1{,}2 \quad 3 \quad 10^5 = 3{,}6 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2,$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_r}{hb}\left(1 - \frac{6e_{01}}{h}\right) = \frac{1\,836\,000}{300 \quad 280}\left(1 - \frac{6 \quad 27}{300}\right) = 1 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2 > 0{,}25R_g = 0{,}25 \quad 3 \quad 10^5 = 0{,}75 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2$$

Среднее давление

$$\sigma_m = N_r/(hb) = 1{,}83 \quad 10^6/(3 \quad 2{,}8) = 2{,}19 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2 < R_g = 3 \quad 10^5 \text{ Н/м}^2$$

Следовательно, принятые размеры подошвы фундамента удовлетворяют заданным условиям

4. Ленточные фундаменты под несущие стены. Ленточные фундаменты по конструкции разделяют на два основных вида фундаменты (ленты) под несущие стены (рис 211) и под ряды колонн (рис 212) Ленточные фундаменты под ряды колонн применяют в тех случаях, когда они явля-

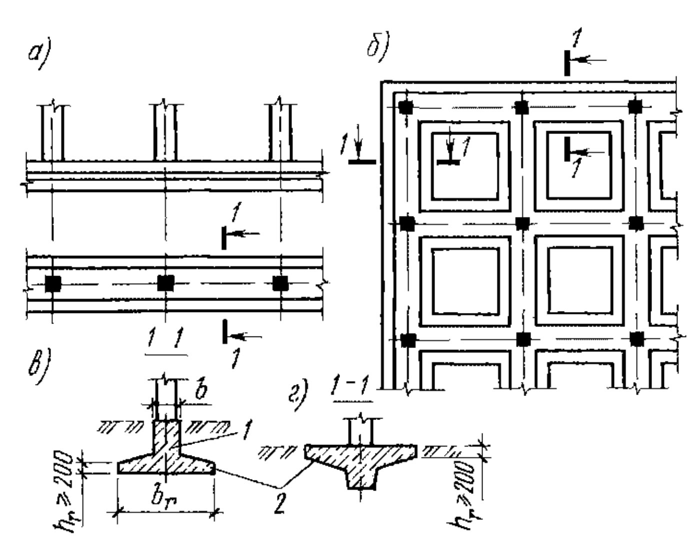


Рис 212 Ленточные фундаменты под ряды колонн·

а — отдельные ленты продольного или поперечного направления, *б* — перекрестные ленты (ростверки), *в* — тавровое сечение с полкой понизу, *г* — то же, с полкой поверху; *1* — ребро· *2* — полка

ются более экономичными по сравнению с отдельно стоящими фундаментами при небольших расстояниях между колоннами и при значительных нагрузках на них (более 2000 кН), при основании сооружения из слабых ($R_g \leqslant 0{,}1$) или неоднородных грунтов и т д

Фундаменты под несущие стены проектируют преимущественно сборными Они состоят из блоков-подушек трапецеидального сечения и фундаментных блоков прямоугольного сечения По конструкции блоки-подушки могут быть сплошными (см рис 211, *а*), ребристыми (см рис 211, *б*), пустотными Они могут быть постоянной и переменной толщины Укладывать их можно вплотную друг к другу или с зазорами (см рис 211, *в*)

Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта σ_r Массу подушки и грунт на ней расчетом не учитывают Ширину подушки фундамента определяют делением нормативной нагрузки N на расчетное сопротивление грунта R_g на длине участка l, на котором производят расчет $b = N/(R_g l)$, исходя из гипотезы линейного распределения расчетного сопротивления грунта по подошве подушки Если полученная ширина подушки окажется меньше, чем соответствующая ширина подушки из каталога, то рекомендуется применять последнюю В этом случае подушки следует укладывать с раздвижкой (см рис 211, *в*)

$$a = l(b - b_f)/b_f, \tag{683}$$

где a – расстояние между блоками, l – длина блока, b – ширина блока, b_f – требуемая ширина подушки по расчету

Сечение арматуры подушки подбирают по моменту

$$M = 0{,}5\sigma_r l_{cn}^2, \tag{684}$$

где l_{cn} – вылет консоли подушки (см рис 211, *в*)

Высоту подушки подбирают по расчету на поперечную силу

$$Q = \sigma_r l_{cn} \tag{685}$$

Высоту подушки H принимают из расчета, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры, но не менее 200 мм Армируют подушки сварными сетками, стержневой предварительно напряженной арматурой или предварительно напряженными элементами При вылете консоли подушки $c > 750$ мм половину рабочей арматуры рекомендуется обрывать на расстоянии $a = 0{,}5l_{cn} - 20d$ от конца консоли подушки ленты

5. Ленточные фундаменты под ряды колонн. Ленточные фундаменты под ряды колонн могут быть сборными и монолитными Их возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного направления относительно рядов колонн Ленты принимают таврового сечения постоянной высоты (рис 212, *а*) с полкой понизу (рис 212, *в*), поверху (рис 212, *г*) (при грунтах высокой связности) или в виде перекрестных лент ростверков (рис 212, *б*)

Толщину края полки тавра h_f принимают не менее 200 мм постоянной по всей длине ленты и назначают из условия, чтобы в ней при расчете на поперечную силу не требовалось поперечной арматуры Выступы полки тавра работают как консоли, защемленные в ребре При малых вылетах полку принимают постоянной высоты, при больших вылетах – переменной с утолщением к ребру; отношение сторон утолщения – не более 1 3

В приближенных расчетах условно допускают, что в продольном направлении ленточные фундаменты работают подобно многопролетным балкам таврового сечения, нагруженным снизу равномерно распределенным реактивным давлением грунта и опирающимся на колонны. Ребра ленты армируют как неразрезные балки Продольную рабочую арматуру определяют расчетом нормальных сечений на действие изгибающих моментов, хомуты и отгибы – из расчета наклонных сечений на поперечную силу Поперечное сечение ленты подбирают при минимально допустимых процентах армирования для изгибаемых элементов Нижнюю продольную арматуру ленточного фундамента укладывают в пределах всей ее ширины, при этом 60 70% от общего сечения арматуры укладывают в пределах ребра

В процессе возведения сооружения возможны неравномерные осадки основания и неравномерные загружения фундамента, что может вызвать опасные

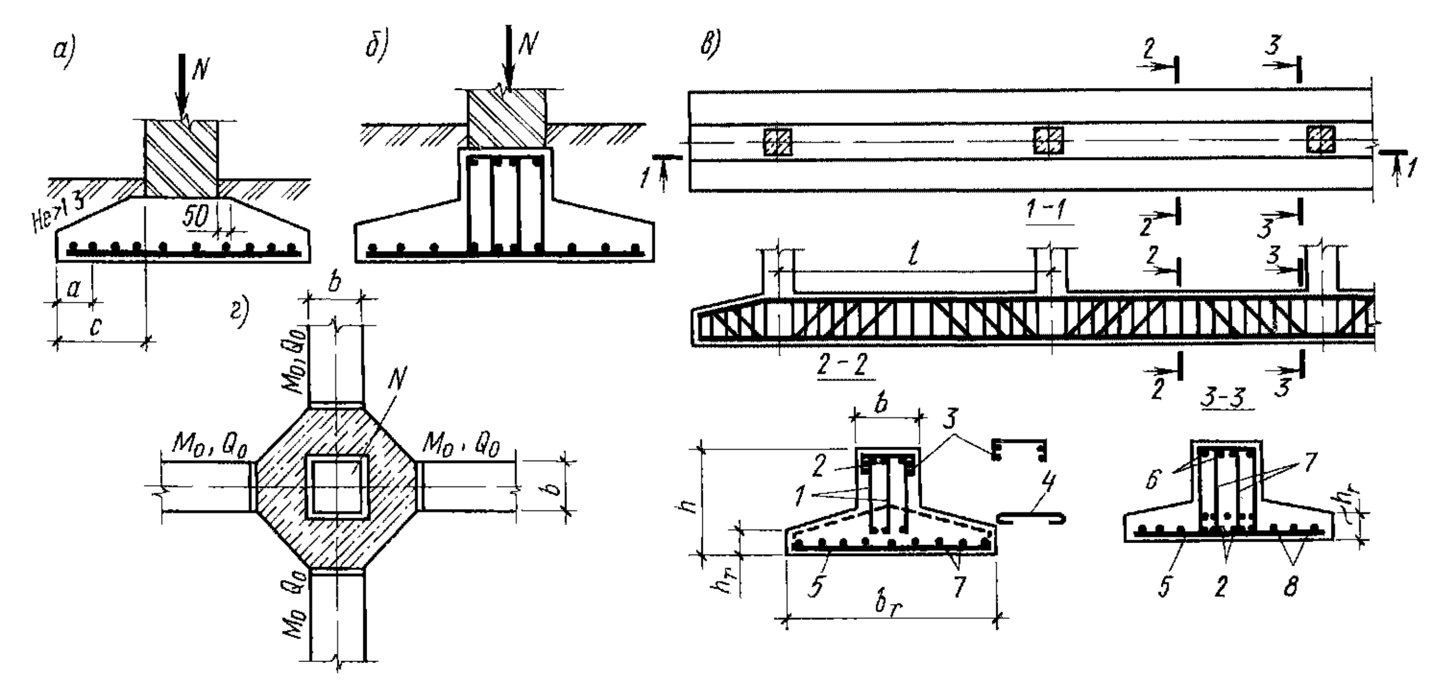


Рис 213 Ленточные фундаменты

а, б — под сплошные несущие стены, *в* — под ряды колонн, *г* — промежуточный узел ростверка, *1* — пролетные каркасы *2* — рабочая (растянутая) продольная арматура, *3* — конструктивная корытообразная сетка; *4* — конструктивная арматура (вместо конструктивных сеток); *5* — рабочая арматура сетки, *6* — монтажная арматура *7* — опорные каркасы· *8* — распределительная арматура

усилия в ребрах фундамента С целью восприятия этих усилий в ребрах ленточных фундаментов устанавливают конструктивную непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру при проценте армирования 0,2 0,4% Полки подушки лент армируют так же, как и подушки ленточных фундаментов под сплошные несущие стены (рис 213, *а*) при этом в полках вместо продольной распределительной арматуры устанавливают 30 .

40% рабочей продольной арматуры ребер Если в полке возможно появление момента обратного знака, то предусматривают верхнюю арматуру (рис 213, *в*)

Ленточные фундаменты кроме изгиба в плоскости ряда колонн могут испытывать кручение в плоскости, перпендикулярной ряду колонн, вызываемое давлением ветра, заделкой в них рам и пр Для снижения главных растягивающих напряжений при кручении целесообразно устраивать в фундаментах горизонтальные вуты Если экономически выгодно, то ленточные фундаменты выполняют сборными из подушек (см рис 211) и вертикального ребра из сборных элементов Ребра ленты монтируют по принципу неразрезных балок из сборного железобетона

Монолитные ленточные фундаменты армируют пространственными каркасами, собранными из плоских каркасов с помощью согнутых корытообразных или горизонтальных сеток (см рис 213, *в*) Ленты армируют сварными или вязаными каркасами При ширине ребра $b = 400$ мм устанавливают два плоских каркаса, при $b = 400$ 800 мм – не менее трех, при $b = 800$ мм – не менее четырех

При армировании ребер вязаными каркасами число вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырех при $b = 400$ 800 мм и не менее шести при $b = 800$ мм Хомуты должны быть замкнутыми диаметром не менее 8 мм с шагом не более $15d$ (где d — диаметр продольных стержней). Расстояния между поперечными стержнями в сварных каркасах в целях недопущения выпучивания верхней (сжатой) арматуры должны быть не более 20 ее диаметров

6. Перекрестные фундаменты. Ленточные фундаменты обычно располагают по направлению ряда колонн, но иногда целесообразно устраивать перекрестные ленты-ростверки (см. рис 212, *б*). Расчет перекрестных ленточных фундаментов сложнее расчета ленточных фундаментов, имеющих одно направление Расчет выполняют в предположении распределения давления на грунт по закону плоскости для сооружения в целом Для получения более точных данных расчет ростверков

производят как деформируемых балок на упругом основании По аналогии с плитами, опертыми по контуру, неизвестные усилия взаимодействия лент одного и другого направлений определяют из условия равенства их прогибов в местах пересечений. Крутящие моменты учитывают лишь при наличии больших внешних нагрузок, в остальных случаях в расчете их не учитывают из-за малой величины Расчет ростверков как системы балок двух направлений, связанных с основанием, производят при модели основания, работающей как упругое полупространство

Более простым является расчет перекрестных балок на упругом основании с коэффициентом постели В этом случае ведут расчет узла, состоящего из жесткого подколонника и четырех гибких фундаментных балок (рис 213, *г*), имеющих одинаковую жесткость EI Усилия на концах балок

$$Q = \frac{N}{4 + A/sb}, \; M_0 = \frac{s}{2} \; \frac{N}{4 + A/sb}, \qquad (686)$$

где N – расчетная продольная сила, передающаяся на узел, A – площадь подошвы подколонника (на рис 213, *г* заштрихована), s – линейная характеристика, определяемая по формуле (697), b – ширина подошвы ленты

7. Понятие о расчете ленточных фундаментов. Расчет ленточных фундаментов сводят к определению давления грунта по подошве фундамента, вычислению внутренних усилий в расчетных сечениях фундаментов, установлению размеров поперечного сечения ленты и необходимого количества арматуры Ленточный фундамент и грунтовое основание под ним работают под нагрузкой как единая система

● Функция распределения давления по подошве фундамента зависит от характеристики жесткости фундамента и податливости основания, вследствие чего ленточные фундаменты разделяют на два основных вида 1) условно абсолютно жесткие, прогибы которых малы и при расчете могут не учитываться, 2) гибкие, или фундаменты конечной жесткости, перемещения которых соизмеримы с перемещениями основания

Абсолютно жесткие фундаменты – ленты большого поперечного сечения и небольшой длины, нагруженные колоннами при небольших расстояниях между ними

Гибкие деформируемые фундаменты – ленты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях Расчет ленточного фундамента ведут либо как балки на упругоподатливом полупространстве, либо как балки на упругоподатливой полуплоскости

Расчет ленточного фундамента как балки на упругоподатливом полупространстве применяют в тех случаях, когда подошва фундамента имеет малую ширину в сравнении с длиной ленты Расчет ленточного фундамента как балки на упругоподатливой полуплоскости с коэффициентом постели применяют при схеме линейно деформируемого слоя конечной толщины, если он подстилается малосжимаемым грунтом с модулем деформации $E \geqslant 100$ МПа или если размеры фундамента шириной (диаметром) более 10 м и если грунт обладает модулем деформации $E > 10$ МПа независимо от глубины залегания малосжимаемого грунта В специальной литературе имеются многочисленные примеры расчета фундаментов как балки на упругоподатливом полупространстве и на упругоподатливой полуплоскости

Расчет фундаментов целесообразно производить с учетом совместной работы их с податливым основанием и перераспределения нагрузок на основание вследствие большой собственной жесткости $(EI)_r$ надфундаментной конструкции Это приводит к более надежному проектированию зданий

8. Основа расчета ленточного фундамента как балки на упругоподатливом полупространстве. Этот метод подробно рассмотрен в трудах многих советских ученых Б Н Жемочкин и И П Синицын в расчетной схеме фундамента непрерывную связь между балкой и основанием заменяют сосредоточенными абсолютно жесткими стержнями (рис 214, *а*) Усилия в стержнях принимают равными равнодействующей давления, равномерно распределенного по площади подошвы, соответствующей каждому стержню Расстояние c между стержнями принимают одинаковым, а число участков – 9 11

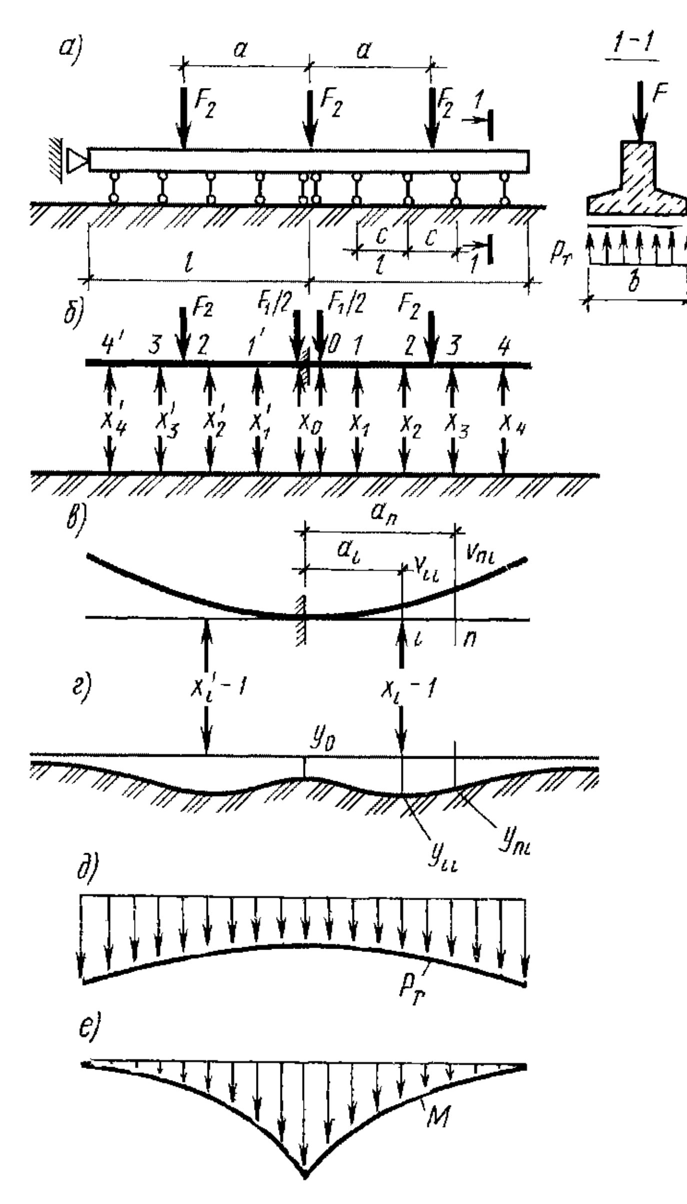


Рис 214 Фундаментная балка

а – расчетная схема *б* – основная система *в* – перемещение оси ленты под действием сил $x_2 = 1$ *г* – то же поверхности основания, *д* – эпюра давления по подошве ленты *е* – эпюра изгибающих моментов в ленте

Для получения основной системы балку рассматривают отделенной от основания, в середине балки вводят заделку (рис. 214, *б*), действие стержней заменяют действием усилий x_0, , x_4 Значения неизвестных x_0, . , x_4 и осадку заделки y_0 (рис 214, *в* и *г*) находят из решения системы уравнений

$$\left.\begin{aligned} &\delta_{00}x_0 + \delta_{01}x_1 + \delta_{02}x_2 + \quad + \Delta_{0F} + y_0 = 0 \\ &\delta_{10}x_0 + \delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \quad + \Delta_{1F} + y_0 = 0 \\ &\text{__________________________} \\ &x_0 + x_1 + x_2 + \quad = \sum F \end{aligned}\right\} \tag{687}$$

Перемещения вдоль действующих усилий выражают коэффициентами δ_{ni}, слагаемыми из прогиба балки и осадки основания.

$$\delta_{ni} = v_{ni} + y_{ni} \tag{688}$$

Прогиб балки v_{ni} (рис 214, *в*)

$$v_{ni} = \int \frac{M_n M_i}{EI} dx = \frac{a_n^2}{2EI}\left(a_i - \frac{a_n}{3}\right) = \frac{c^3}{6EI}\omega_{ni}, \tag{689}$$

где $\omega_{ni} = (a_n/c)^2 (3a/c - a_n/c)$

Осадка основания y_{ni} (рис 214, *г*)

$$y_{ni} = \frac{1 - \mu_g^2}{\pi E_g c} f_{ni}, \tag{690}$$

где E_g – модуль деформации грунта, μ_g – коэффициент Пуассона грунта, f_{ni} – функция осадки поверхности основания в точке *K* при воздействии единичных сил $x_i = 1$, значения функции f_{ni} приведены в табл 31

Подставляя значения прогиба и осадки основания в (689), получим

$$\delta_{ni} = (f_{ni} + \alpha\omega_{ni}) \frac{1 + \mu_g^2}{\pi E g c}, \tag{691}$$

$$\text{где } \alpha = \pi E_g c^4 / [6EI(1 - \mu_g^2)] \tag{692}$$

Таблица 31. **Значения функции f_{ni} для определения осадки поверхности основания как упругой полуплоскости**

x/c	f_{ni}			
	$b/c = 2/3$	$b/c = 1$	$b/c = 2$	$b/c = 3$
0	4,265	3,525	2,406	1,867
2	0,508	0,505	0,49	0,469
4	0,251	0,25	0,249	0,246
6	0,167	0,167	0,166	0,165
8	0,125	0,125	0,125	0,124
10	0,1	0,1	0,1	0,1

Примечание x – расстояние от точки приложения груза до данной точки, b – ширина балки, c – расстояние между стержнями

Момент инерции I балки до образования нормальных трещин в бетоне вычисляют по сплошному сечению балки, после образования трещин – с учетом того, что бетон в растянутой зоне сечения, совпадающего с трещиной, заменяется растянутой арматурой

Перемещения от внешних сил F

$$\Delta_{nF} = -\alpha\omega_{nF}F\,\frac{1-\mu_g^2}{\pi E_g c}, \qquad (693)$$

где $\omega_{nF} = (a_n/c)^2(3a/c - a_n/c)$

Ордината эпюры реакций (рис 214, *д*) $F_i = x_i/(cb)$

Затем определяют изгибающие моменты (рис 214, *е*) как в консольной балке и поперечные силы Q, по значениям которых конструируют ленточный фундамент

9. Основы расчета ленточных фундаментов как балки на упругоподатливой полуплоскости. Методика расчета фундаментов как балки на упругоподатливой полуплоскости подробно рассмотрена в трудах многих ученых Важнейшие работы в этой области в последнее время опубликованы И А Симвулиди Ниже приведен расчет гибких ленточных фундаментов по методу П Л· Пастернака, достаточно точный для практики проектирования и широко применяющийся Основой этого метода является предпосылка, что интенсивность реактивного давления грунта p в любой точке подошвы пропорциональна ее прогибу (гипотеза Бернулли)

$$p = cby, \qquad (694)$$

где c – коэффициент постели (коэффициент пропорциональности), b – ширина подошвы ленточного фундамента

Если фундамент подстилает небольшой слой сжимаемого грунта, ниже которого расположен практически несжимаемый материал, то коэффициент постели (табл 32) находят по формуле

$$c = E_g/h_0, \qquad (695)$$

где h_0 – толщина сжимаемого слоя, см

Используя в уравнении (695) известные зависимости сопротивления материалов, можно получить дифференциальное уравнение

$$\frac{s^4}{4}\,M^{IV} + M = 0, \qquad (696)$$

Таблица 32 **Коэффициент постели** *с*

Грунт	Модуль сжимаемости грунта E_g, МПа	Коэффициент постели c Н/см³
Слабый	5...20	0,05...0,15
Средний	20. 40	0,15...0,3
Плотный	40 100	0,3...1,0
Скала	500 50000	5 и более

где $s = \sqrt{4E_bI/(bc)}$ – имеет линейную размерность и называется линейной характеристикой балки на упругом основании

В случае прямоугольного сечения балки ее линейная характеристика имеет вид

$$s = h\sqrt{E_b/(3ch)} = nh, \qquad (697)$$

где h – высота сечения балки, n – коэффициент, $n = \sqrt{E_b/(3ch)}$, для тяжелого бетона класса В15 ($E_b \approx 23\,000$ МПа) коэффициент n принимают в зависимости от произведения ch

ch	0,5	1	2	5	10	20	50	100
n	10,8	9,0	7,6	6,1	5,1	4,3	3,4	2,9

Если длина балки (см рис. 214) $l = 1{,}5s$, то ее рассчитывают как абсолютно жесткую по вышеизложенному методу Если же $l > 1{,}5s$, то балку условно считают бесконечной и рассчитывают с учетом коэффициента постели Деление балок на упругом основании на абсолютно жесткие и бесконечные условно Возможно деление на жесткие – при $l \leqslant 0{,}75s$, короткие – при $0{,}75s < l \leqslant 3s$, длинные балки – при $l > 3$

10. Понятие о расчете сплошных фундаментов. Сплошную фундаментную плиту под все здание применяют в том случае, когда отдельные фундаментные плиты или ленточные ростверки становятся недостаточными, при необходимости перераспределения усилий между более или менее податливыми местами, благодаря чему исключается резкая неравномерность в осадках отдельных частей зданий, при слабых и неоднородных грунтах.

Сплошные фундаментные плиты выполняют плитными, безбалочными, плитно-балочными и коробчатыми (рис 215) Конфигурацию и размеры в плане сплошной фундаментной плиты устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила при-

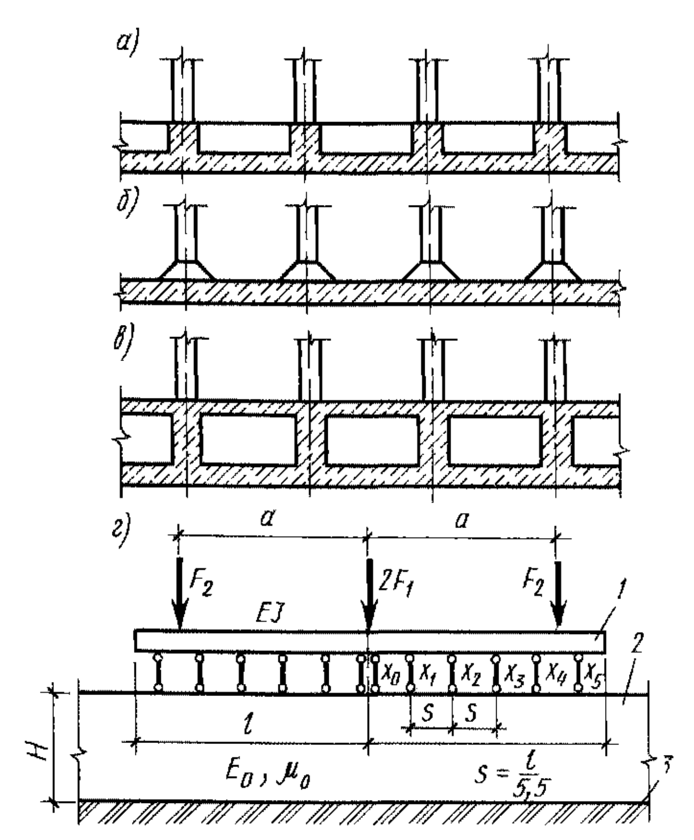


Рис 215 Сплошные фундаментные плиты

а – ребристые, *б* – безбалочные, *в* – коробчатой конструкции; *г* – расчетная схема на сжимаемом слое ограниченной глубины, *1* – фундаментная плита *2* – упругий обжимаемый слой; *3* – абсолютно жесткое основание

мерно в центре тяжести всей плиты Если внешние нагрузки на сплошном фундаменте распределены неравномерно, редко, то рассчитывают как плиту на упругом основании с учетом податливости грунта

Расчет сплошной фундаментной плиты ведут приближенным способом по методу предельного равновесия (см § 43), основанным на распределении давления на грунт под подошвой всей плиты по закону плоскости Плиту рассматривают как перевернутое железобетонное плоское перекрытие, нагруженное равномерно распределенным реактивным давлением грунта Сечение плиты и арматуры подбирают по аналогии с плоскими перекрытиями В тех случаях, когда имеется опасность коррозии арматуры (высокий уровень грунтовых вод), сечение подбирают с учетом ограниченного раскрытия трещин при эксплуатационных нагрузках

11. Расчет сплошных фундаментов как плит на обжимаемом слое ограниченной глубины. Расчет ведут в основном по аналогии с расчетом балок на упругом полупространстве Однако в данной расчетной схеме учитывают деформирование ограниченной толщины основания H, принимаемого равным не более полудлины рассчитываемой полосы (рис 215, *г*)

Перемещение усилий в системе уравнений

$$\delta_{ni} = (\alpha_1 \omega_{ni} + y_{ni}) \frac{1 - \mu_g^2}{\pi E_g}, \qquad (698)$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi E_g c^3}{6EI\,(1 - \mu_g^2)}, \qquad (699)$$

где ω_{ni} – имеет то же значение, что и в формуле (689), y_{ni} – осадка основания (табл 33)

12. Конструирование сплошных фундаментов. Сплошные фундаментные плиты армируют сварными сетками и каркасами по аналогии с безбалочными междуэтажными перекрытиями или плитами, опертыми по контуру Рабочую арматуру сеток

Таблица 33 **Осадки y_{ni} поверхности основания как обжимаемого слоя ограниченной глубины**

μ_g	H	x/c				
		0	2	4	6	8
0,2	c	3,628	–0,016	–	–	–
	2c	3,938	0,112	–0,015	–0,001	–
	3c	4,735	0,455	–0,003	–0,015	–0,003
	4c	5,305	–0,827	–0,097	–0,017	–0,015
	5c	5,749	1,17	0,254	0,019	–0,02
0,4	c	2,173	–0,037	–0,012	–0,002	–
	2c	3,461	–0,136	–0,082	–0,027	–0,012
	3c	4,254	–0,103	–0,163	–0,081	–0,037
	4c	4,823	–0,425	–0,15	–0,144	–0,081
	5c	5,266	0,741	–0,055	–0,172	–0,131

Примечание x – расстояние от точки приложения центра нагрузки до точки, где определяется осадка, т е расстояние между точками i и n, c – расстояние между стержнями

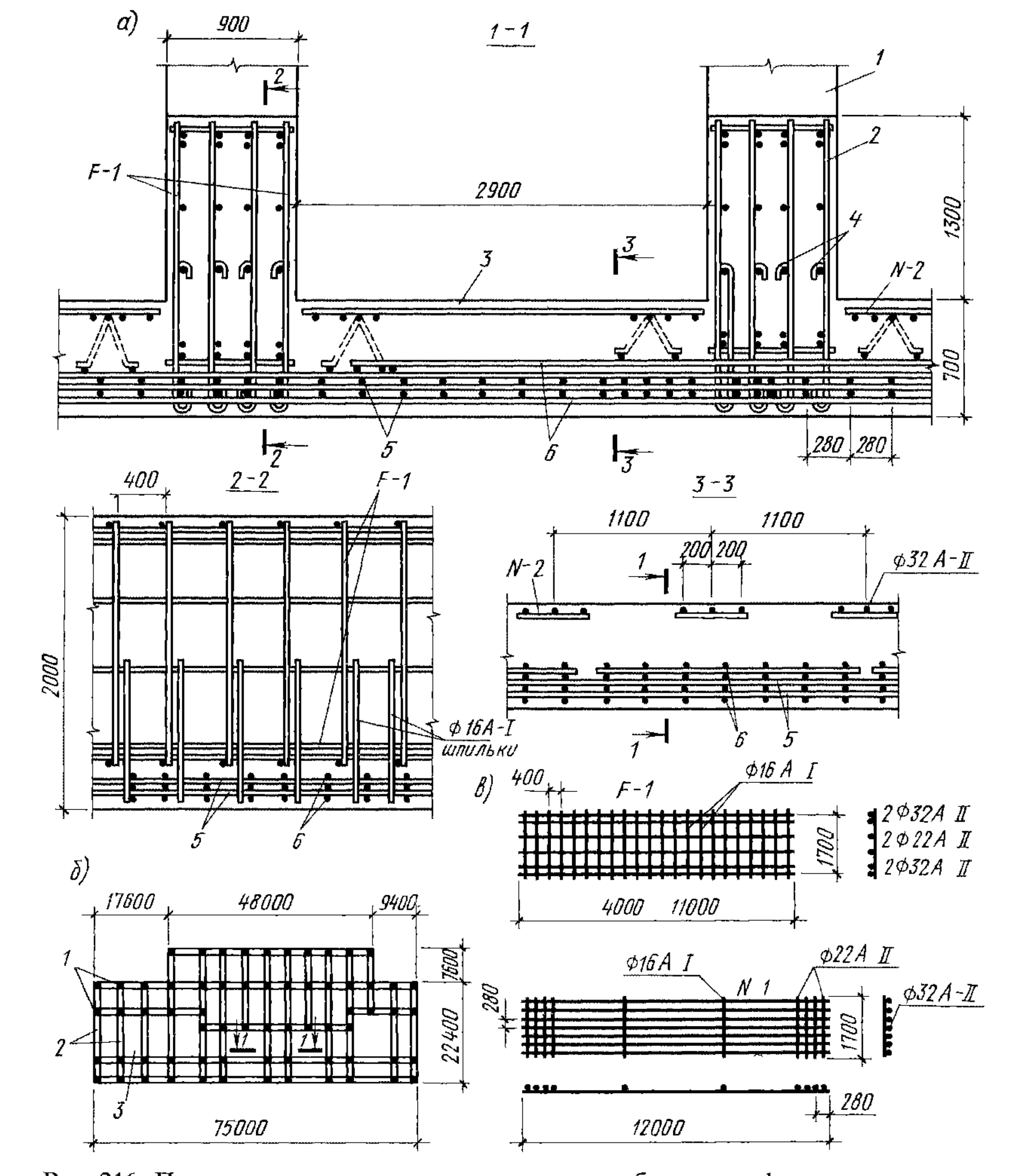


Рис 216 Пример армирования сплошного плитно-балочного фундамента

а — план; *б* — разрез; *в* — сварные сетки и каркасы; *1* — колонна; *2* — ребра *3* — плита *4* — шпильки (4∅16А-I), *5* — поперечные сетки *N-1* (2 ряда), *6* — продольные сетки *N-1* (3, 4 ряда)

принимают одного направления Сетки укладывают одну на другую не более чем в четырех плоскостях без нахлестки в нерабочем направлении Общую площадь рабочей арматуры стыкуемых сеток в одном сечении принимают не более 50% от общей площади рабочей арматуры сеток данного направления Плитно-балочные сплошные фундаменты армируют сварными сетками и каркасами по аналогии с балочными междуэтажными перекрытиями На рис 216 приведен пример армирования фундамента многоэтажного здания сварными сетками

В плитно-балочных фундаментах ребра могут выступать вверх и вниз Наиболее часто применяют плиты с ребрами, обращенными вверх Они оказываются более выгодными, так как в работу ребер таких фундаментов включается полка плиты В обоих вариантах продольные и поперечные балки располагают таким образом, чтобы места их пересечений находились под продольными осями колонн

§ 53. Основы проектирования конструкций минимальной стоимости

1. Экономическая оценка конструкции. Критерий эффективности. Основная задача, решаемая при разработке строительной конструкции, заключается в получении проекта, удовлетворяющего всем требованиям действующих норм, с техническими и экономическими показателями, уровень которых не ниже показателей других конструкций того же типа Степень эффективности нового решения конструкции может быть определена путем сравнения принятого критерия эффективности запроектированной конструкции с его значением у аналогичных существующих конструкций или проектов

Проект конструкции, обладающий наилучшим значением критерия эффективности при заданных условиях, принято называть оптимальным Выбор критерия эффективности – сложная экономическая задача, которая в каждом отдельном случае может решаться по-разному Наиболее общим критерием эффективности являются приведенные затраты, слагающиеся из текущих издержек C (себестоимости конструкций в деле и эксплуатационных расходов) и единовременных затрат K (капитальных вложений в строительную базу), приведенных к годовой размерности в соответствии с установленным нормативным коэффициентом эффективности $E_н$ капитальных вложений

$$З = C + E_н K \tag{700}$$

Установлено, что для однотипных конструкций (отвечающих требуемым эксплуатационным качествам, имеющим соизмеримые сроки службы и равную огнестойкость) в большинстве случаев затраты на эксплуатацию и капвложения в строительную базу примерно одинаковы, и их величина незначительно влияет на результат сравнения Поэтому эффективность конструкции с большой степенью точности можно определять по стоимости конструкции в деле $C_{кд}$, которая слагается из полной расчетной стоимости ее изготовления $C_к$, затрат на транспортирование до строительной площадки $C_т$, стоимости монтажа $C_м$ и изменяющейся части накладных расходов строительства ΔH При этом учитывают заготовительно-складские расходы коэффициентом $\delta_с$ и удорожание работ в зимних условиях (если оно имеется) коэффициентом $\delta_з$ Таким образом,

$$C_{кд} = (C_к + C_т)\,\delta_с + C_м \delta_з + \Delta H \tag{701}$$

Заметное влияние оказывает учет изменений в стоимости сопряженных конструкций (ограждений, колонн, фундаментов и др), а также эксплуатационных расходов на отопление и вентиляцию помещений, связанных с изменением строительной высоты покрытия при изменении габаритных размеров проектируемой конструкции Этим можно пренебречь, если производят сопоставление однотипных конструкций или если имеют в виду применение конструкций для зданий большой ширины Иначе следует сопоставлять стоимость в деле совокупности конструкций, составляющих конструктивную ячейку здания

Стоимость монтажа $C_м$, например сборных железобетонных конструкций, определяют по сборнику № 11 ЕРЕР на строительные работы «Железобетонные и бетонные конструкции сборные» и дополнениям к нему Изменяемая часть накладных расходов

$$\Delta H = 0{,}6 T_м + 0{,}15 З_м + 0{,}082\, C_{к\,п}, \tag{702}$$

где $T_м$ – трудоемкость монтажа конструкции, $З_м$ – основная зарплата рабочих, занятых на монтаже, $C_{к\,п} = (C_к + C_т)\,\delta_с + C_м$ – прямые затраты себестоимости конструкций в деле

Полная расчетная заводская стоимость конструкции

$$C_к = 1{,}145 \delta_m C_{ск}, \tag{703}$$

где $\delta_т$ – коэффициент территориального удорожания материалов и переработки по видам конструкций, $C_{с\,к}$ – расчетная производственная себестоимость конструкции

Для однотипных конструкций последние два слагаемых в (701) несущественно изменяют соотношение стоимостей конструкции в деле, поэтому искомая по стоимости конструкция данного вида может быть определена по сумме

$$C = C_к + C_т \tag{704}$$

Величину расчетной производственной себестоимости можно представить как сумму ряда слагаемых

$$C_{ск} = V_b C_b + \sum m_s C_s, \qquad (705)$$

где V_b – объем конструкции в плотном теле, C_b – себестоимость 1 м^3 бетона с учетом затрат на всех переделах, m_s – масса металлических изделий (т) (арматурных, закладных деталей) по каждому виду и классу, C_s – себестоимость 1 т металлических изделий с учетом всех переделов

$$C_b = \delta_b C_1 + C_2 + C_3 + C_4,$$

$$C_s = (\delta_s C_s + C_u + C_y)/1000, \qquad (706)$$

где δ_b – коэффициент расхода бетонной смеси, учитывающий вытеснение части бетона арматурой, потери и отходы бетонной смеси в процессе укладки, δ_s – коэффициент, учитывающий отходы стали в процессе изготовления арматурных изделий и закладных деталей; C_1, C_2, C_3, C_4 – стоимость 1 м^3 бетонной смеси (в зависимости от марки бетона, крупности заполнителя, подвижности бетонной смеси, отпускной прочности изделий), формования, расходов на содержание форм, пара на тепловую обработку, отнесенную к 1 м^3 объема изделия в плотном теле, C_s, C_u, C_y – стоимость 1 кг металла предприятия сборного железобетона, изготовления арматурных изделий или закладных деталей, установки изделий в форму (в зависимости от класса, марки, диаметра, профиля, назначения и массы) Учитывая, что $C_т = V_b З_т$ (где $З$ – затраты на транспортировку 1 м^3 сборных железобетонных конструкций в плотном теле до строительной площадки), и введя обозначения

$$C_u = 1{,}145\delta_т C_b + З_т \text{ и } C_{sn} = 1{,}145\delta_т C_s, \qquad (707)$$

выражение (704) можно записать в виде

$$C = V_b C_u + F_s C_{sn} \qquad (708)$$

Коэффициенты и стоимостные показатели, входящие в выражения (700) (708), определены в руководствах по определению расчетной стоимости и трудоем кости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования для соответствующих отраслей строительства

2. Ограничения. При проектировании конструкций приходится считаться с тем, что они должны удовлетворять ряду условий и требований Обычно эти условия и требования формулируют в виде равенств или неравенств, связывающих параметры конструкции x с требованиями, предъявляемыми к ней Это условия равновесия и совместности деформаций, определяющие усилия N в сечениях конструкций при действии заданных нагрузок, которые могут быть представлены уравнением или системой уравнений

$$\varphi_i(p,\ x,\ N) = 0 \qquad (709)$$

Конструкция должна удовлетворять требованиям СНиП 02 03 01 – 84 расчета по двум группам предельных состояний

первой группы

$$M_{col} \leqslant M_u,\ Q_{col} \leqslant Q_u,\ N_{col} \leqslant N_u, \qquad (710)$$

второй группы

$$M \leqslant M_{crc},\ N \leqslant N_{crc},\ \sigma_{mt} \leqslant R_{bt},$$
$$f \leqslant [f],\ a_{crc} \leqslant [a_{crc}] \qquad (711)$$

В (710) и (711) слева находятся величины, определяемые расчетом и соотношением (709) при действии расчетных или нормативных нагрузок, справа – показатели несущей способности сечений элемента по моменту, продольной и поперечной силе, трещиностойкости, определяемые в зависимости от параметров конструкции χ, или допускаемые нормами величины прогиба и ширины раскрытия трещин Нормами установлены некоторые дополнительные ограничения

$$\xi \leqslant \xi_R,\ Q \leqslant 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{bt}bh_0, \qquad (712)$$
$$\mu_{min} \leqslant \mu \leqslant \mu_{max},$$
$$\sigma_{sp\,min} \leqslant \sigma_{sp} \leqslant \sigma_{sp\,max},\ \sigma_{bp} \leqslant \sigma_{b\,max}$$

В зависимости от вида конструкций и условий ее эксплуатации перечень ограничений может быть дополнен или сокращен

3. Проектирование конструкций минимальной стоимости. В процессе разработки проектировщику приходится назначать ряд параметров конструкции χ, исходя из опыта проектирования и интуитивных соображений К таким параметрам можно отнести тип конструкции, шаг несущих конструкций, размеры сечений элементов, целесообразность применения и величину предварительного напряжения арматуры, виды материалов, обеспечивающих наибо-

лее выгодное инженерное решение Естественно, что, используя только опыт и интуицию, проектировщик неизбежно отклоняется от оптимального решения Величина этого отклонения зависит от сложности конструкции Чем сложнее конструкции, тем беднее возможности интуиции в нахождении оптимального решения Опыт показывает, что при проектировании простейших железобетонных конструкций (балок и балочных плит) среднее отклонение от оптимального решения составляет 5 7%, для более сложных конструкций типа предварительно напряженных балок – 10 12%, а при проектировании железобетонных рам, плит, работающих в двух направлениях, и в особенности оболочек, отклонение достигает 30 40% Эти данные получены в результате сравнения стоимости конструкций из типовых проектов с соответствующими оптимизированными их вариантами

Экономичное решение конструкции может быть получено путем сравнения критерия эффективности (700) многовариантных решений, обеспечивающих соблюдение ограничений (710) ..(712) При ручном счете и расчетах средствами малой механизации решение такой задачи практически недостижимо в силу громоздкости вычислительных процессов Использование современных быстродействующих машин дает возможность успешно проводить сравнение многовариантных решений Простой перебор вариантов не может привести к оптимальному решению, так как число их в реальных задачах настолько велико, что их невозможно перебрать даже при применении современных быстродействующих вычислительных машин Из сравнения, как это обычно делается, двух-трех вариантов можно выбрать лучший, однако очень мала вероятность того, что в рассмотренные варианты входит оптимальный Инструментом для отыскания оптимального решения служит математический аппарат, используемый в задачах оптимального проектирования, – математическое программирование Методы математического программирования организуют направленный поиск лучшего решения, основанный на анализе ограниченного числа специальным образом отобранных вариантов К наиболее разработанным и распространенным методам можно отнести методы линейного, выпуклого, динамического, геометрического программирования, метод случайного поиска, каждый из которых внутри себя имеет различные модификации Выбор метода зависит от конкретного вида целевой функции и ограничений задачи Описание методов проводится в курсе прикладной математики и в обширной литературе, посвященной этим вопросам

Задача проектирования, например, железобетонной конструкции минимальной стоимости заключается в определении параметров конструкции χ, обеспечивающих минимум целевой функции (709) при соблюдении ограничений (710) (712)

Критерий эффективности (целевая функция) (709) зависит от расхода бетона V_b и стали $\sum m_s$ и от их удельных стоимостей C_b и C_{sn} Расход бетона определяется принятыми геометрическими размерами конструкции, расход стали – интенсивностью армирования Удельные стоимости зависят от вида и марки бетона, класса арматуры, принятой технологии переработки материалов в изделие, дальности перевозки к месту монтажа и других факторов Все эти показатели возможно отнести к параметрам конструкции χ, подлежащим определению Естественно, чем больше параметров подлежит определению, тем сложнее решается задача и тем экономичнее может быть получено решение Некоторые из перечисленных параметров меняются дискретно (например, вид и класс бетона, класс арматуры, способ изготовления и монтаж конструкции) и каждый из них имеет небольшое число значений В этом случае целесообразно рассмотреть серию задач оптимального проектирования с различными заданными сочетаниями их значений, дающее минимум целевой функции (709) Значения других параметров могут меняться более монотонно, например геометрические размеры конструкции и интенсивность армирования Их целесообразно рассматривать как непрерывные, округляя после решения задачи оптимального проектирования до ближайших дискретных значений, диктуемых требованиями соблюдения модульной системы размеров или возможным набором из существующего

сортамента арматуры Оптимальное проектирование на основе беспрерывного совершенствования типизации и стандартизации конструктивных элементов и конструктивных схем, унификации габаритных и конструктивных схем зданий и оптимальной технологии изготовления и монтажа являются основным направлением индустриализации строительства

Заключение

В Основных направлениях экономического и социального развития страны на 1986 1990 годы и на период до 2000 года, принятых XXVII съездом КПСС, поставлена задача сделать нашу экономику максимально восприимчивой к научно-техническому прогрессу, добиться резкого повышения эффективности и технического уровня общественного производства, качества выпускаемой продукции, решительно ускорить переход на рельсы интенсивного развития и выйти на передовые рубежи в мире по производительности труда

Программное положение партии «все во имя человека, на благо человека» с каждым годом будет наполняться все более глубоким и конкретным содержанием

В последовательном осуществлении программы партии важная роль отводится капитальному строительству При этом в двенадцатой пятилетке наибольшее развитие (более 50%) получит массовая реконструкция и модернизация зданий действующего производства, направленная на крутой поворот в более эффективном использовании капиталовложений во всех отраслях народного хозяйства страны

Долгосрочный прогноз капитального строительства в СССР до 2005 г свидетельствует о том, что железобетонные и каменные конструкции остаются основными, поэтому дальнейшее их совершенствование и развитие приобретает все большее значение

Преимущественное развитие получит производство строительных материалов и изделий, обеспечивающих снижение массы зданий, стоимости, металлоемкости и трудоемкости капитального строительства Предусматривается дальнейшее повышение эффективности и качества сборного железобетона, являющегося основой современного индустриального строительства Советский Союз по объему сборного железобетона устойчиво занимает первое место в мире

Новые задачи в области массовой реконструкции и модернизации действующих предприятий и дальнейшего расширения капитального строительства вообще и применения сборного железобетона, в частности, поставленные XXVII съездом КПСС, требуют от всех научных, проектных и строительных организаций мобилизации всех сил для проведения большого объема исследовательских работ, направленных на быстрейшее выполнение решений партии и правительства При этом особое внимание будет уделяться снижению стоимости и повышению качества цементов, бетонов, стальной арматуры, бетонных и каменных изделий и конструкций, снижению массы и материалоемкости конструкций и зданий, дальнейшее развитие получит теория железобетона, оптимизация проектирования, практическое внедрение железобетонных и каменных конструкций в здания и сооружения

Приложения

Приложение 1 **Рекомендуемые классы и минимальные передаточные прочности бетона**

Напрягаемая арматура	Класс бетона, не ниже	Минимальная передаточная прочность бетона $R_{вр}$, МПа не ниже
Проволочная класса	B20	11
B-II с анкерами		
Bp-II без анкеров		
при $d \leqslant 5$ мм	B20	11
при $d \geqslant 6$ мм	B30	15,5
K-7, K-19	B30	15,5
Стержневая без анкеров		
$d = 10\ 18$ мм класса		
A-IV	B15	11
A-V	B20	11
Aт-VI	B30	15,5
$d = 20$ и более класса		
A-IV	B20	11
A-V	B25	11
A-VI	B30	15,5

Примечания 1 Если класс бетона принят выше указанного минимального значения, то передаточную прочность $R_{вр}$ принимают не менее 50% принятого класса ($R_{вр} = 0{,}5$ B)
2 При классе легкого бетона B7,5.. B12,5 в ограждающих однослойных конструкциях допускается использование напрягаемой арматуры класса A-IV при уровне обжатия бетона $\sigma_{вр}/R_{вр} \leqslant 0{,}3$, при этом передаточная прочность $R_{вр}$ должна составлять не менее 80% от класса бетона

Приложение 2 **Нормативные R_b и R_{btn} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b\,ser}$ и $R_{bt\,ser}$, МПа**

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b\,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
	Ячеистый	3	4,6	6	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{btn} и $R_{bt\,ser}$	Тяжелый	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Мелкозернистый группы															
	А	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	Б	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Легкий при мелком заполнителе															
	плотном	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	пористом	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,8	—	—	—	—
	ячеистый	0,41	0,55	0,63	0,89	1,0	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания 1 Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10%. 2 Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке R_{btn} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85 3 Для поризованного бетона R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{btn} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7 4 Для напрягающегося бетона R_{btn} и $R_{bt\,ser}$ принимают, как для тяжелого, а значения R_{btn} и $R_{bt\,ser}$ умножают на коэффициент 1,2

Приложение 3 **Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы** R_b *и* R_{bt}

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
		B3 5	B5	B7 5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	2,1	2,80	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30	33
	Легкий	2,1	2,80	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
	Ячеистый	2,2	3,1	4,50	6,00	7,00	7,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Мелкозернистый группы															
	А	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	Б	0,170	0,270	0,40	0,45	0,57	0,64	0,77	0,90	1,00	—	—	—	—	—	—
	В						0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Легкий при мелком заполнителе															
	плотном	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	пористом	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,74	0,80	0,900	1,00	1,10	1,20	—	—	—	—
	ячеистый	0,180	0,240	0,28	0,39	0,44	0,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания 1 Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояния средней влажности бетона 10% 2 Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} принимают, как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85 3 Для поризованного бетона числовые значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 0,7 4 Для напрягающего бетона R_{bt} и R_{btn} определяют по опытным данным

Приложение 4 **Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы** R_{bt}, **МПа**

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на осевое растяжение						
		B_t0 8	B_t1,2	B_t1 6	B_t2 0	B_t2,4	B_t2 8	B_t3,2
Растяжение осевое	Тяжелый, мелкозернистый и легкий	0,615	0,925	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45

Приложение 5 **Начальные модули упругости при сжатии и растяжении E_b 10^3, МПа**

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
	В3 5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Тяжелый															
естественного твердения	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
подвергнутый автоклавной обработке	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Мелкозернистый группы															
А – естественного твердения,	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	–	–	–	–
Б – естественного твердения,	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	–	–	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	–	–	–	–	–	–
В – автоклавного твердения	–	–	–	–	–	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25
Легкий и поризованный в зависимости от плотности бетона															
800	4,5	5,0	5,5	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
1000	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
1200	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	–	–	–	–	–	–	–	–	–
1400	7,8	8,8	10,0	11,0	12,5	13,5	14,5	15,5	–	–	–	–	–	–	–
1600	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,5	–	–	–	–	–
1800	–	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	–	–	–	–
2000	–	–	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	–	–	–	–
Ячеистый															
D 800	3,4	4,0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
D 1000	–	5,0	6,0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
D 1200	–	–	–	8,4	8,8	9,3	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Примечание Для напрягающих бетонов значения E_b принимают, как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент $\alpha = 0{,}56 + 0{,}06\ B$

Приложение 6 **Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета**

Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой или предварительно напряженные, удовлетворяющие требованиям 3-й категории трещиностойкости	Конструкции, находящиеся	
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	иа открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях
Сборно каркасные, в том числе смешанные (с металлическими или деревянными покрытиями)	60	40
Сборные сплошные	50	30
Монолитные и сборно-монолитные каркасные	50	30
Монолитные и сборно-монолитные сплошные	40	25

Примечания 1 Для одноэтажных зданий расстояния между температурно-усадочными швами увеличивают на 20% 2 Данные приложения относятся к каркасным зданиям при отсутствии продольных связей либо при расположении связей в середине деформационного блока

Приложение 7 **Предельные значения отношения при обжатии σ_{bp}/R_{bp}**

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения напрягаемой арматуры	Расчетная зимняя температура наружного воздуха			
		−40 °С и выше		ниже −40 °С	
		Центральное обжатие	Внецентренное обжатие	Центральное обжатие	Внецентренное обжатие
Уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На упоры	0,85	0,95*	0,70	0,85
	На бетон	0,70	0,85	0,60	0,70
Увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,70	0,50	0,60
	На бетон	0,60	0,65	0,45	0,50

Примечания 1 Значения $\sigma_{bp}/R_{вp}$ для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 40 °С принимают на 0,05 меньше указанных в данной таблице 2 Для легких бетонов классов В7,5 и В12,5 значения σ_{bp}/R_{bp} принимают не более 0,3. 3 * Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования $\mu_{w1} \geqslant 0{,}5\%$ на длине зоны передачи напряжений l_p допускается принимать значение $\sigma_{bp}/R_{bp} = 1$

Приложение 8 **Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке**

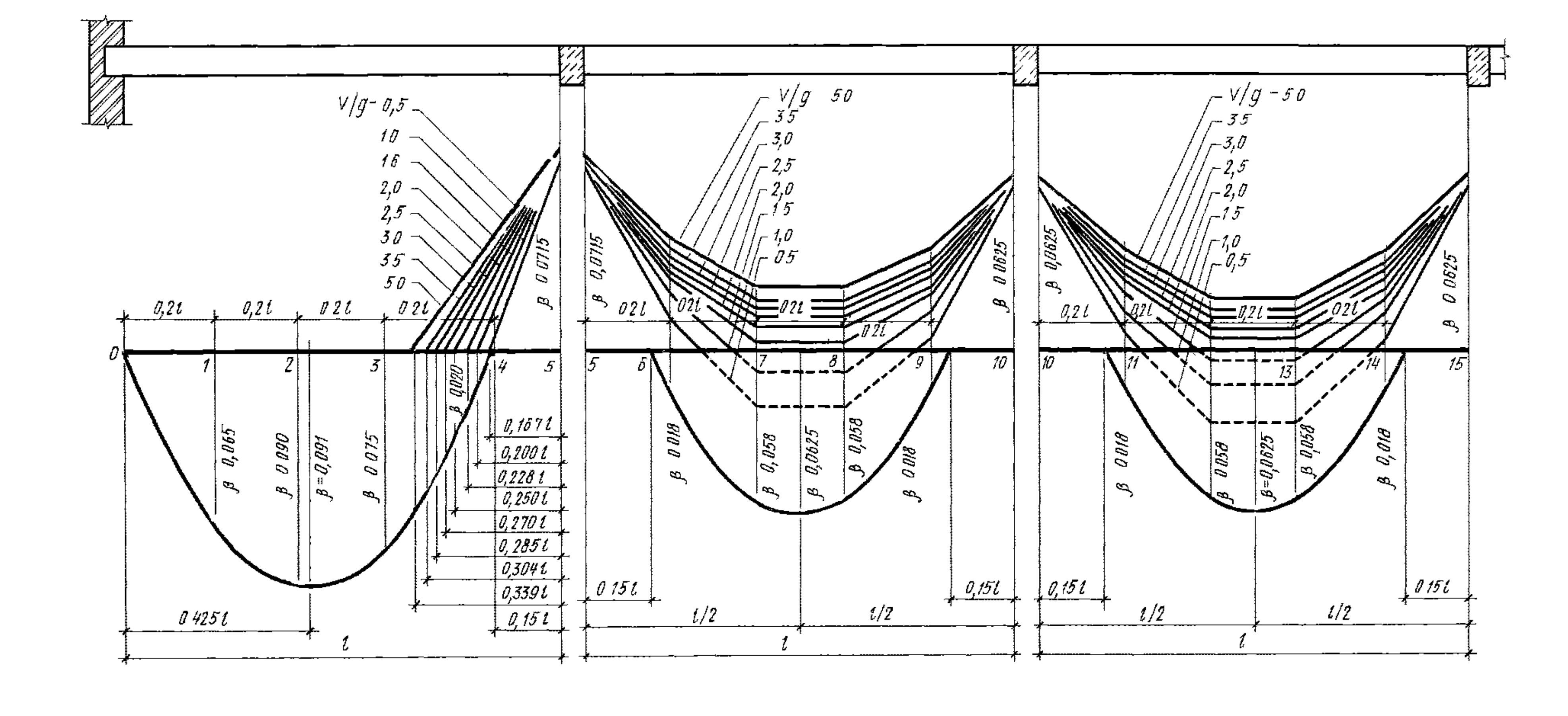
Наименование	Показатели					
Диаметр стержня одного направления, мм	3 12	14, 16	18, 20	22	25 32	36, 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	75	100	100	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	30	40	50	50	60	70

Приложение 9 **Сортамент арматуры**

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения см², при числе стержней										Масса 1 м, кг	Арматура								
												стержневая классов						проволочная классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Вр-I	В-II	Вр-II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	—	—	×	—	—
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	—	—	×	×	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	—	—	×	×	×
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	—	×	—	—	—	—	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	—	—	—	—	—	—	×	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	—	×	—	—	—	—	×	×
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	×	×	×	×	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	×	×	×	×	—	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	×	×	×	×	×	×	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	×	×	×	×	×	×	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	×	×	×	×	×	×	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	—	×	×	×	×	×	—	—	—
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	×	×	×	×	×	×	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	—	×	×	×	×	×	—	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	—	×	×	×	×	×	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	—	×	×	×	×	×	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	—	—	×	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	—	—	×	—	—	—	—	—	—

Примечание Значком «×» отмечены прокатываемые диаметры

Приложение 10 **Значения коэффициента β для определения ординат отрицательных моментов в средних пролетах балок в зависимости от соотношения нагрузок ϑ/g. Эпюры расчетных моментов** $M = \beta (g + \vartheta) l^2$



v/g	Номера точек										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0 5	−0 0715	0,01	+0,022	+0,024	−0 004	−0,0625	−0,003	+0,028	+0,028	−0,003	−0,0625
1	−0,0715	−0,02	+0,016	+0 009	−0,014	−0,0625	−0,013	+0,013	+0,013	−0,013	−0,0625
1,5	−0,0715	−0,026	−0,003	0	−0,02	−0,0625	−0,019	−0,004	+0,004	−0,019	−0,0625
2	−0,0715	−0,03	−0,009	−0,006	−0 024	−0,0625	−0,023	−0,003	−0,003	−0,023	−0,0625
2,5	−0,0715	−0,033	−0,012	−0,009	−0 027	−0,0625	−0,025	−0,006	−0,006	−0,025	−0,0625
3	−0,0715	−0,035	−0,016	−0,014	−0,029	−0,0625	−0,028	−0,01	−0,01	−0,028	−0,0625
3,5	−0,0715	−0,037	−0,019	−0,017	−0 031	−0,0625	−0,029	−0,013	−0,013	−0,029	−0,0625
4	−0,0715	−0,038	−0,021	−0,021	−0,018	−0,032	−0,0625	−0,03	−0,015	−0,03	−0,0625
4 5	−0,0715	−0,039	−0,022	−0,02	−0 033	−0,0625	−0,032	−0,016	−0,016	−0,032	−0,0625
5	−0 0715	−0,04	−0,024	−0,021	−0,034	−0,0625	−0,033	−0,018	−0,018	−0,033	−0,0625

Приложение 11 **Сортамент арматурных канатов**

Класс каната	Диаметр, мм		Расчетная площадь поперечного сечения, см^2	Теоретическая масса каната, кг	Класс каната	Диаметр, мм		Расчетная площадь поперечного сечения, см^2	Теоретическая масса, кг
	каната	отдельных проволок				каната	отдельных проволок		
К-7	6	2	0,227	0,173	К-19	14	2,8	1,287	1,020
	9	3	0,510	0,402	К2×7	18	3	1,019	0,801
						13	2	0,678	0,583
	12	4	0,906	0,714	К3×7	20	3	1,527	1,209
						16,5	1,5	1,031	0,795
	15	5	1,416	1,116	К3×19	22	2	1,809	1,419

Приложение 12 **Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, модуль упругости, МПа**

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы			Модуль упругости E_s
			растяжению		сжатию R_{sc}	
			продольной и поперечной при расчете наклонных сечений на действие M R_s	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы Q, R_{sw}		
			Стержневая			
A-I	6 22	235	225	175	225	$2{,}1\ 10^5$
A-II	10 32	295	280	225	280	$2{,}1\cdot10^5$
A-III	6 8	390	355	285*	355	$2\cdot10^5$
A-III	10 40	390	365	290*	365	$2\cdot10^5$
A-III$_B$						
с контролем удлинения	20 40	540	490	390	200	$1{,}8\ 10^5$
напряжения и удлинения	20 40	540	450	360	200	$1{,}8\ 10^5$
A-IV	10...32	590	510	405	400	$1{,}9\ 10^5$
A-V	10...32	785	680	545	400	$1{,}9\cdot10^5$
A-VI	10 32	980	815	650	400	$1{,}9\cdot10^5$
			Проволочная			
Вр-I	3	410	375	270(300**)	375	$1{,}7\ 10^5$
	4	405	365	265(296**)	365	$1{,}7\ 10^5$
	5	395	360	260(290**)	360	$1{,}7\ 10^5$
В-II	3	1490	1240	990	400	$2\ 10^5$
	4	1410	1180	940	400	$2\ 10^5$
	5	1335	1110	890	400	$2\cdot10^5$
	6	1255	1050	835	400	$2\cdot10^5$
	7	1175	980	785	400	$2\cdot10^5$
	8	1100	915	730	400	$2\cdot10^5$
Вр-II	3	1460	1215	970	400	$2\cdot10^5$
	4	1370	1145	915	400	$2\cdot10^5$
	5	1250	1045	835	400	$2\ 10^5$
	6	1175	980	785	400	$2\ 10^5$
	7	1100	915	730	400	$2\cdot10^5$
	8	1020	850	680	400	$2\ 10^5$
			Канатная			
К-7	6	1450	1210	965	400	$1{,}8\ 10^5$
	9	1370	1145	915	400	$1{,}5\ 10^5$
	12	1335	1110	890	400	$1{,}5\ 10^5$
	15	1295	1080	865	400	$1{,}5\ 10^5$
К-19	14	1410	1175	940	400	$1{,}5\ 10^5$

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, принимают $R_{sw} = 255$ МПа

** При применении в вязаных каркасах

Приложение 13 **Расчетные сопротивления *R*, МПа, сжатию кладки всех видов**

Марка кирпича	Высота ряда кладки 50 150 мм на тяжелых растворах марки								При прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5

Примечание Расчетные сопротивления сжатию кладки на растворах марок 4 50 уменьшают умножением на коэффициенты 0,85 – для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес, 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами Для кладки высшего качества растворный шов выполняют под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой – уменьшение не требуется В проекте указывают марку раствора – для обычной кладки и для кладки повышенного качества

Приложение 14 **Расчетные сопротивления *R*, МПа, сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетона и природного камня пиленого или чистой тески**

Марка блока или камня	Высота ряда кладки 500 1000 мм при марке раствора							При нулевой прочности раствора
	200	150	100	75	50	25	10	
1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3
800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4
600	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3
500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
400	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
200	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0
150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
100	–	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
75	–	–	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3
50	–	–	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85

Примечание Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимают по табл 14 с коэффициентом 1,1 Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, растворные швы в которой выполнены под рамку с разравниванием и уплотнением рейкой (о чем указывается в проекте), принимают по табл 14 с коэффициентом 1,2

Приложение 15 **Расчетные сопротивления, МПа, кладки из кирпича и камней правильной формы при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню**

Вид напряженного состояния	Марка камня								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Осевое растяжение R_t	0,25	0,2	0,18	0,13	0,1	0,08	0,06	0,05	0,03
Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения R_{tb}, R_{tw}	0,4	0,3	0,25	0,2	0,16	0,12	0,1	0,07	0,05
Срез R_{sq}	1,0	0,8	0,65	0,55	0,4	0,3	0,2	0,14	0,09

Примечания 1 Расчетные сопротивления осевому растяжению R_t, растяжению при изгибе R_{tb} и главным растягивающим напряжениям R_{tw} отнесены ко всему сечению разрыва кладки 2 Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению R_{sq} отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площадь сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов

Приложение 16 **Упругая характеристика**

Вид кладки	Марка раствора			Прочность раствора	
	25 200	10	4	0,2	нулевая
Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\rho \geqslant 1800$ кг/м^3)	1500	1000	750	750	500
Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
Из крупных блоков, изготовленных. из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
Из крупных блоков, изготовленных из ячеистого бетона					
вида А	750	750	500	500	350
вида Б	500	500	350	350	350
Из камней, изготовленных из ячеистого бетона					
вида А	750	500	350	350	200
вида Б	500	350	200	200	200
Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
Из кирпича керамического пластического прессования обыкновенного и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях, и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
Из кирпича керамического полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания 1 При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leqslant 28$ или отношением $l_0/h \leqslant 8$ упругую характеристику кладки из кирпича всех видов принимают как для кладки кирпича пластического прессования 2 Приведенные значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки 3 Упругую характеристику бутобетона принимают равной $\alpha = 2000$ 4 Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α принимают с коэффициентом 0,7

Приложение 17 **Значения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R сечения**

Класс арматуры	γ_{b2}	Класс тяжелого и мелкозернистого бетона									Класс легкого бетона							
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B60	B10	B12 5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
	0,9	0,698	0,674	0,652	0,630	0,608	0,591	0,570	0,561	0,537	0,665	0,653	0,643	0,619	0,597	0,576	0,555	0,539
A-I	1,0	0,670	0,645	0,618	0,596	0,570	0,549	0,528	0,516	0,492	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,1	0,663	0,636	0,605	0,579	0,544	0,533	0,509	0,496	0,468	0,635	0,626	0,606	0,581	0,551	0,526	0,502	0,482
	0,9	0,680	0,650	0,632	0,610	0,588	0,571	0,550	0,541	0,517	0,646	0,633	0,623	0,599	0,577	0,556	0,535	0,519
A-II	1,0	0,648	0,623	0,593	0,573	0,547	0,526	0,505	0,493	0,469	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,1	0,640	0 613	0,582	0,556	0,530	0,509	0,485	0,473	0,446	0,612	0,598	0,583	0,558	0,528	0,503	0,479	0,459
A-III	0,9	0,652	0,627	0,604	0,582	0,560	0,542	0,521	0,513	0,488	0,618	0,602	0,595	0,571	0,551	0,528	0,507	0,490
($d = 10$ 40 мм)	1,0	0,616	0,591	0,563	0,541	0,515	0,494	0,473	0,461	0,438	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,1	0,608	0,581	0,550	0,523	0,498	0,477	0,453	0,442	0,415	0,580	0,565	0,551	0,526	0,496	0,471	0,447	0,428
A-IV	0,9	—	0,59	0,57	0,55	0,535	0,52	0,505	0,49	0,47	—	—	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45
	1, 1,1	—	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,43	0,41	0,39	—	—	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,40
A-V	0,9	—	0,58	0,56	0,54	0,525	0,51	0,495	0,48	0,46	—	—	—	0,52	0,50	0,48	0,46	0,44
	1, 1,1	—	0,52	0,495	0,47	0,455	0,44	0,42	0,40	0,38	—	—	—	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38
A-VI	0,9	—	0,56	0,54	0,52	0,505	0,49	0,475	0,46	0,44	—	—	—	0,51	0,49	0,47	0,46	0,44
	1, 1,1	—	0,5	0,48	0,46	0,44	0,42	0,405	0,39	0,37	—	—	—	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37
K-7	0,9	—	0,54	0,52	0,5	0,485	0,47	0,455	0,44	0,42	—	—	—	0,50	0,48	0,46	0,44	0,42
($d = 12$, $d = 15$ мм)																		
B-II																		
($d = 5$, $d = 6$ мм)																		
Bp-II	1, 1,1	—	0,47	0,45	0,43	0,41	0,39	0,375	0,36	0,33	—	—	—	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36
($d = 4$, $d = 5$ мм)																		

Приложение 18. **Категория требоваинй к трещиностойкости конструкций и предельио допустимая ширина раскрытня трещии**

Условия работы конструкций		Арматура классов A-I, A-II, A III, A-IIIв, Вр I и A-IV	Арматура классов A V A VI и B-II, Вр-II, K-7, K-19 при диаметре проволок 3 5 мм и более	Арматура классов B-II Вр-II, K-7 при диаметре проволок 3 мм и менее
Элементы, воспринимающие давление жидкостей или газов	при полностью растянутом сечении	3-я категория $a_{crc1} = 0,2$ мм $a_{crc2} = 0,1$ мм	1-я категория	
	при частично сжатом сечении	3-я категория $a_{crc1} = 0,3$ мм $a_{crc2} = 0,2$ мм		
Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел		3-я категория $a_{crc1} = 0,3$ мм $a_{crc2} = 0,2$ мм		
Прочие элементы	в закрытом помещении	3-я категория $a_{crc1} = 0,4$ мм $a_{crc2} = 0,3$ мм	3-я категория $a_{crc1} = 0,3$ мм $a_{crc2} = 0,2$ мм	3 я категория $a_{crc1} = 0,2$ мм $a_{crc2} = 0,1$ мм
	на открытом воздухе		3-я категория $a_{crc1} = 0,2$ мм $a_{crc2} = 0,1$ мм	2-я категория $a_{crc1} = 0,8$ мм

Приложение 19 **Предельные прогибы железобетонных элементов**

1 Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п 3) при пролетах	
$l < 6$ м	$l/200$
6 м $\leqslant l \leqslant$ 7,5 м	3 см
$l >$ 7,5 м	$l/250$
2 Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах	
$l < 5$ м	$l/200$
5 м $\leqslant l \leqslant$ 10 м	2,5 см
$l >$ 10 м	$l/400$
3 Покрытия зданий сельскохозяйственного назначения при пролетах	
$l < 6$ м	$l/150$
6 м $\leqslant l \leqslant$ 10 м	4 см
$l >$ 10 м	$l/250$

Приложение 20 **Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке γ_f**

Категория требований к трещиностойкости конструкций	Расчет по образованию трещин	Расчет по раскрытию трещин: непродолжительному	Расчет по раскрытию трещин: продолжительному	По закрытию трещин
1	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1$*	—	—	—
2	Все нагрузки при $\gamma_f > 1$*, когда расчет производят для выявления необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин или по их закрытию	Все нагрузки при $\gamma_f = 1$	—	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$
3	Все нагрузки при $\gamma_f = 1$, когда расчет производят для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин	То же	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$	—

* Коэффициенг надежиости по нагрузке γ_f принимают, как при расчете по прочности

Приложение 21 **Значения ε, ζ, a_m**

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,235	0,51	0,745	0,380
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,7	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,8	0,320	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,359	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,72	0,640	0,461

Приложение 22 **Значения граничного коэффициента a_R**

Класс арматуры	γ_{b2}	Класс тяжелого бетона							
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
	0,09	0,461	0,457	0,451	0,446	0,441	0,435	0,43	0,424
A-I	1,0	0,453	0,447	0,439	0,433	0,426	0,419	0,412	0,405
	1,1	0,451	0,444	0,438	0,43	0,421	0,414	0,405	0,398
	0,9	0,455	0,451	0,445	0,438	0,434	0,427	0,422	0,415
A-II	1,0	0,445	0,439	0,43	0,423	0,416	0,409	0,401	0,393
	1,1	0,443	0,435	0,429	0,42	0,411	0,403	0,393	0,386
	0,9	0,448	0,443	0,437	0,43	0,425	0,418	0,412	0,405
A-III	1,0	0,436	0,429	0,420	0,412	0,405	0,397	0,389	0,381
	1,1	0,434	0,425	0,418	0,408	0,339	0,391	0,381	0,372
	0,9	—	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40
A-IV	1,0	—	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
	1,1	—	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
A-V	0,9	—	0,41	0,4	0,39	0,385	0,38	0,37	0,36
	1, 1,1	—	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
A-VI	1, 1,1	—	0,36	0,345	0,33	0,32	0,31	0,30	0,29
K-7 ($d = 12$, 15 мм)		—	0,34	0,325	0,31	0,3	0,29	0,28	0,27
B-II ($d = 5$, 6 мм)									
Bp-II ($d = 4$, 5 мм)									

Приложение 23 **Коэффициенты использования прочности слоев** m **и** m_l

Слой из бетонных камней класса В3 и выше	Слой из материалов							
	керамические камни		кирпич керамический пластического прессования		кирпич силикатный		кирпич керамический полусухого прессования	
	m	m_l	m	m_l	m	m_l	m	m_l
Камни из бетонов на пористых заполнителях	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Камни из ячеистого бетона вида А	—	—	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Камни из ячеистого бетона вида Б	—	—	0,7	1	0,8	1	0,9	1,0

Приложение 24 **Значения коэффициентов условия работы** γ_{cs}

Вид армирования конструкций	Класс арматуры		
	А I	А II	Вр-I
Сетчатое армирование	0,75	—	0,6
Продольная арматура в кладке			
растянутая	1	1	1
сжатая	0,85	0,7	0,6
отогнутая и хомуты	0,8	0,8	0,6
Анкеры и связи в кладке			
на растворе М 25 и выше	0,9	0,9	0,8
на растворе М 10 и ниже	0,5	0,5	0,6

Примечание При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в прилож 10, принимают не выше чем для арматуры классов А-II или Вр-I

Приложение 25 **Значения коэффициента** γ

Форма сечения	Сечения	Коэффициент γ
	Прямоугольное, тавровое с полкой в сжатой зоне	1,75
	Двутавровое симметричное (коробчатое):	
	при $b_f/b = b_f/b \leqslant 2$	1,75
	при $2 < b_f/b = b_f/b \leqslant 6$	1,5
	при $b_f/b = b_f/b > 6$ и $h_f/h = h_f/h \geqslant 0{,}2$	1,5
	при $6 < b_f/b = b_f/b \leqslant 15$ и $h_f/h = h_f/h < 0{,}2$	1,25
	при $b_f/b = b_f/b > 15$ и $h_f/h_f = h_f/h < 0{,}1$	1,1
	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \geqslant 8$,	
	при $h_f/h > 0{,}3$	1,5
	при $h_f/h \leqslant 0{,}3$	1,25
	Кольцевое и круглое	2 0,4 D_1/D_2

Приложение 26 **Значения коэффициента** φ_{crc}

φ_f	$e_{s\,tot}/h_0$	Коэффициент $\mu\alpha$						
		0 01	0,03	0 05	0,1	0,2	0 3	0,5
0	⩽ 0,8	0,04	0,1	0,15	0,22	0,31	0,37	0,45
	1	0,18	0,25	0,29	0,34	0,42	0,47	0,52
	1,5	0,44	0,5	0,53	0,58	0,65	0,69	0,74
	3	0,74	0,79	0,82	0,86	0,92	0,96	1,01
	4	0,81	0,86	0,89	0,94	1	1,03	1,08
0,1	⩽ 0,8	0,03	0,05	0,09	0,14	0,22	0,28	0,34
	1	0,16	0,21	0,24	0,28	0,34	0,39	0,44
	1,5	0,44	0,47	0,5	0,54	0,59	0,63	0,67
	3	0,75	0,77	0,79	0,83	0,87	0,9	0,94
	4	0,83	0,85	0,87	0,9	0,94	0,98	1,02
0,3	⩽ 0,8	0,03	0,05	0,05	0,07	0,12	0,17	0,23
	1,0	0,15	0,17	0,19	0,23	0,27	0,3	0,35
	1,5	0,44	0,46	0,47	0,49	0,53	0,55	0,59
	3	0,75	0,77	0,78	0,79	0 82	0,84	0,88
	4	0,84	0,85	0,86	0,87	0,9	0,92	0,95
⩾ 0,7	⩽ 0,8	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,08	0,13
	1	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,23	0,27
	1,5	0,45	0,45	0,46	0,47	0,49	0,5	0,53
	3	0,77	0,77	0,77	0,78	0,79	0,8	0,82
	4	0,85	0,85	0,86	0,86	0,87	0,88	0,9

Приложение 27 **Значения коэффициента** λ_{lim}

Форма сечения	φ_f	φ	Значения коэффициента $\mu\alpha$					
			0 02	0,04	0,07	0,1	0 15	0 2
b, h_0, A_s	0	0	25/16	18/14	13/15	11/16	12/17	13/17
b, h_0, A_s, A_s; b_f, h_f, h_0, b, A_s, A_s	0,2	0	28/18	19/14	13/10	11/12	10/12	10/13
	0,6	0	35/25	25/16	17/8	10/8	9/8	8/9
	1	0	45/30	35/19	21/9	12/10	11/14	11/15

Форма сечения	φ_f	φ	Значения коэффициента $\mu\alpha$					
			0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,2
b'_f, h'_f, A'_s, A_s, h_0, h_f, b_f; $A_s = A'_s$	0,2	0,2	30/16	22/13	18/14	13/15	12/16	13/17
	0,6	0,6	36/25	29/16	22/13	17/15	14/16	12/17
	1	1	45/30	37/21	30/15	23/13	17/14	15/17

Примечание В числителе значения λ_{1m} при армировании стержневой арматурой, в знаменателе – проволочной

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)\,h'_f + (\alpha A_{sp} + \alpha A'_s)/(2\nu_{et})}{bh_0}, \quad \mu\alpha = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}\,\frac{E_s}{E_b}, \quad \varphi = (b_f - b)\,h_f/(bh_0)$$

Приложение 28 **Значение коэффициента** ρ_m

Схема загружения консольной балки	Коэффициент ρ_m	Схема загружения свободно опертой балки	Коэффициент ρ_m
q; l	1/4	q; l	5/48
F; l	1/3	F; $0{,}5l$, $0{,}5l$	1/12
F; a; l	$\frac{a}{6l}\left(3 - \frac{a}{l}\right)$	F, F; a, a; l	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Примечание При загружении элемента одновременно по нескольким схемам

$$\rho_m = \frac{\rho_1 M_1 + \rho_2 M_2 + \quad + \rho_n M_n}{M_1 + M_2 + \quad + M_n},$$

где ρ_1 и M_1, ρ_2 и M_2 и т д – соответственно коэффициент ρ и наибольший изгибающий момент для каждой схемы загружения

В этом случае $f_M = (1/r)_m \rho_m l^2$,

где $(1/r)_m$ определяется при значении M, равном сумме наибольших изгибающих моментов для каждой схемы загружения

Приложение 29 **Значения коэффициентов φ_1/φ_2 для определения прогибов**

Схема загружения	Отношение M_{crc}/M, равное							
	1	0,96	0,92	0,9	0,8	0,7	0,5	0
Равномерно распределённая нагрузка q, пролёт l	0 / 0,125	0,044 / 0,1	0,059 / 0,09	0,064 / 0,085	0 082 / 0,069	0,091 / 0,056	0,1 / 0,037	0,104 / 0
Сосредоточенная сила F в середине пролёта, $l/2$ — $l/2$	0 / 0,125	0,01 / 0,115	0,018 / 0,106	0,023 / 0,101	0,041 / 0,08	0,055 / 0,061	0,073 / 0,031	0,083 / 0

Примечание В числителе значения φ_1, в знаменателе – φ_2

Приложение 30 **Деформация ε_u в зависимости от вида и назначения покрытия**

Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей	$0{,}8\ 10^{-4}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле или однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке	$0{,}5\ 10^{-4}$
Двух- и трехслойные покрытия из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке	
вдоль длинной стороны плиток	$1\ 10^{-4}$
то же, короткой стороны плиток	$0{,}8\ 10^{-4}$

Примечание При продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке предельные относительные деформации ε_u увеличивают на 25 %

Приложение 31 **Значения коэффициентов условия работы γ_r**

Характеристика и условия работы кладки	Срок службы конструкций (лет)		
	100	50	25
Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2,0	3,0
То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	—
Неармированная внецентренно нагруженная			
с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	—
с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1,0	1,0

Примечание Коэффициенты условий работы γ_r при расчете продольно-армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по таблице прилож 31 с коэффициентами $k = 1{,}25$ при $\mu \geqslant 0{,}1$ %; $k = 1$ при $\mu \leqslant 0{,}05$ % При промежуточных процентах армирования – по интерполяции, выполняемой по формуле $k = 0{,}75 + 5\ \mu$

Приложение 32 **Предельное расстояние между поперечными жесткими конструкциями**

Тип покрытий и перекрытий	Группа кладки			
	I	II	III	IV
Железобетонные сборные замоноличенные и монолитные	54	42	30	–
Железобетонные сборные настилы	42	36	24	–
Железобетонные или стальные балки с настилом из плит или камней				
Деревянные	30	24	18	12

Примечание Указанные предельные расстояния уменьшают в следующих случаях а) при скоростных напорах ветра 700, 800, 1000 Па – соответственно на 15, 20 и 25%; б) при высоте здания 22.. 32 м – на 10%; 33 48 м – на 20% и более 48 м – на 25%; в) для узких зданий при ширине *b* менее двойной высоты этажа *H* – пропорционально отношению *b*/2H

Приложение 33 **Значения коэффициента β**

Марка раствора	Группа кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	–	–
25	22	20	17	–
10	20	17	15	14

Приложение 34 **Значения коэффициента δ**

Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий	
при толщине 25 см и более	1,2
при толщине 10 см и менее	1,8
Стены с проемами	$\sqrt{A_n/A_b}$
Перегородки с проемами	0,9
Стены и перегородки при расстоянии между примыкающими поперечными стенами или колоннами	
2,5.. 3,5 *H*	0,9
более 3,5*H*	0,8
Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Примечания 1 При толщине ненесущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см величина поправочного коэффициента *k* определяется по интерполяции 2 Значения A_n – площадь нетто и A_b – площадь брутто определяют по горизонтальному сечению стены

Приложение 35 **Сортамент сварных сеток по ГОСТ 8478—81** (см рис 1 7, *б*, *в*)
(размеры в мм)

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояния по осям между стержнями		Ширина сетки B	Длина укороченных поперечных стержней b	Свободные концы поперечных стержней K
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными S_1 или $(\times S_1)+S$**	поперечными S_2			
$\frac{5Вр\text{-}I-100}{5Вр\text{-}I-100}1040\times L\frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	100	1040	—	20
$\frac{5Вр\text{-}I-200+(\times 100)+200}{5Вр\text{-}I-150}1140\times L\frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200 + + (× 100) + + 200	150	1140	—	20
$\frac{4Вр\text{-}I-(\times 200)+100}{4Вр\text{-}I-(\times 200)+100}1140\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4 Вр-I	(× 200) + + 100	(× 200) + + 100	1140	—	20
$\frac{5Вр\text{-}I-100}{5Вр\text{-}I-100}1280\times L\frac{C_1}{40}$	5 Вр I	5 Вр I	100	100	1280	—	40
$\frac{5Вр\ I-100}{5Вр\ I-50}1280\times L\frac{C_1}{45}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	50	1280	—	40
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{4Вр\text{-}I-300}1290\times L\frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	4 Вр-I	200	300	1290	—	45
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{6A\text{-}III-200}1290\times L\frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	6A-III	200	200	1290	—	45
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{8A\text{-}III-200}1290\times L\frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	8 A III	200	200	1290	—	45
$\frac{4Вр\ I-(\times 200)+100}{4Вр\text{-}I-(\times 200)+100}1340\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4 Вр-I	(× 200) + + 100	(× 200) + + 100	1340	—	20
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{4Вр\text{-}I-200}1440\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр I	4 Вр-I	200	200	1440	—	20
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{5Вр\text{-}I-200}1440\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	5 Вр-I	200	100	1440	—	20
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{4Вр\ I-100}1550\times L\frac{C_1}{50}$	4 Вр-I	4 Вр-I	200	100	1500	—	50
$\frac{5Вр\text{-}I-100}{5Вр\text{-}I-100}1540\times L\frac{C_1}{50}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	100	1540	—	20
$\frac{5Вр\text{-}I-100}{5Вр\text{-}I-50}1540\times L\frac{C_1}{20}$	5 Вр I	5 Вр-I	100	50	1540	—	20
$\frac{4Вр\ I-200}{4Вр\text{-}I-100}1660\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4 Вр-I	200	100	1660	—	30
$\frac{4Вр\text{-}I-200}{4Вр\text{-}I-200}1660\times L\frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	4 Вр I	200	200	1660	—	30

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояния по осям между стержнями		Ширина сетки B	Длина укороченных поперечных стержней b	Свободные концы поперечных стержней K
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными S_1 или $(\times S_1)+S$**	поперечнымн S_2			
$\frac{\text{5Вр-I}-100}{\text{5Вр-I}-100}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	100	2350	—	25
$\frac{\text{5Вр-I}-(\times 150)+100}{\text{5Вр-I}-150}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 150)+$ $+100$	150	2350	—	25
$\frac{\text{5Вр-I}-(\times 200)+100}{\text{5Вр-I}-200}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	200	2350	—	25
$\frac{\text{5В-I}-100}{\text{5В-I}-100}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 В-I	5 В-I	100	100	2350	—	25
$\frac{\text{5В-I}-100+(\times 150)+100}{\text{5В-I}-150}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 В-I	5 В-I	$100+$ $+(\times 150)+$ $+100$	150	2350	—	25
$\frac{\text{5В-I}-(\times 200)+100}{\text{5В-I}-200}2350\times L\frac{C_1}{25}$	5 В-I	5 В-I	$(\times 200)+$ $+100$	200	2350	—	25
$\frac{\text{5Вр-I}-(\times 150)+100}{\text{5Вр-I}-150}2550\times 6050\times 25$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 150)+$ $+100$	150	2550	—	25
$\frac{\text{5Вр-I}-200}{\text{5Вр-I}-150}2660\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	2660	2330	30
$\frac{\text{4Вр-I}-200}{\text{6А-III}-150}2660\times L\frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	6 А-III	200	150	2660	2330	30
$\frac{\text{5Вр-I}-(\times 200)+170}{\text{5Вр-I}-100}2830\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+$ $+170$	100	2830	2390	30
$\frac{\text{4Вр-I}-(\times 200)+170}{\text{6А-III}-100}2830\times L\frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	6 А-III	$(\times 200)+$ $+170$	100	2830	2390	30
$\frac{\text{3Вр-I}-100}{\text{3Вр-I}-(\times 200)+100}2940\times L\frac{C_1}{20}$	3 Вр-I	3 Вр-I	100	$(\times 250)+$ $+100$	2940	—	20
$\frac{\text{4Вр-I}-(\times 200)+100}{\text{3Вр-I}-(\times 250)+100}2940\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	3 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	$(\times 250)+$ $+100$	2940	—	20
$\frac{\text{4Вр-I}-100}{\text{3Вр-I}-200}2940\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	3 Вр-I	100	200	2940	—	20
$\frac{\text{4Вр-I}-(\times 200)+100}{\text{4Вр-I}-(\times 250)+100}2940\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	$(\times 250)+$ $+100$	2940	—	20
$\frac{\text{5Вр-I}-(\times 200)+100}{\text{3Вр-I}-200}2940\times L\frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	3 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	$(\times 250)+$ $+100$	2940	—	20

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояния по осям между стержнями		Ширина сетки B	Длина укороченных по перечных стержней b	Свободные концы по перечных стержней K
	про-дольных d_1	попе-речных d_2	продоль ными S_1 или $(\times S_1)+S$**	попе речными S_1			
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{4\text{Вр-I}-(\times 250)+100}2940\times L\frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	4 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	$(\times 250)+$ $+100$	2940	—	20
$\frac{4\text{Вр-I}-100}{4\text{Вр-I}-200}2940\times L\frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4Вр-I	100	200	2940	—	20
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{5\text{Вр-I}-150}2960\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	150	2960	2590	30
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{6\text{А-III}-150}2960\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	6 А-III	$(\times 200)+$ $+100$	150	2960	2590	30
$\frac{4\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{8\text{А-III}-150}2960\times L\frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	8 А-III	$(\times 200)+$ $+100$	150	2960	2590	30
$\frac{5\text{Вр-I}-200}{5\text{Вр-I}-150}3030\times L\frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	3030	2650	15
$\frac{5\text{Вр-I}-200}{6\text{А III}-150}3030\times L\frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	6 А III	200	150	3030	2650	15
$\frac{4\text{Вр-I}-200}{8\text{А III}-150}3030\times L\frac{C_1}{15}$	4 Вр I	8 А-III	200	150	3030	2650	15
$\frac{5\text{Вр-I}-200}{5\text{Вр-I}-150}3260\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	3260	2850	30
$\frac{4\text{Вр I}-200}{8\text{А-III}-150}3260\times L\frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	8 А-III	200	150	3260	2850	30
$\frac{5\text{Вр-I}-200}{6\text{А-III}-150}3260\times L\frac{C_1}{15}$	5 Вр I	6 А-III	200	150	3260	2850	30
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{5\text{Вр I}-150}3330\times L\frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+$ $+100$	150	3330	2920	15
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{6\text{А-III}-150}3330\times L\frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	6 А III	$(\times 200)+$ $+100$	150	3330	2920	15
$\frac{4\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{8\text{А III}-150}3330\times L\frac{C_1}{15}$	4 Вр-I	8 А-III	$(\times 200)+$ $+100$	150	3330	2920	15
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{6\text{А-III}-150}3560\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	6 А-III	$(\times 200)+$ $+100$	150	3560	3120	30
$\frac{5\text{Вр-I}-(\times 200)+100}{8\text{А-III}-150}3560\times L\frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	8 А-III	$(\times 200)+$ $+100$	150	3560	3120	30

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержия		Расстояния по осям между стержнями		Ширина сетки B	Длина укороченных поперечных стержней b	Свободные концы поперечных стержней K
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными S_1 или $(\times S_1)+S$**	попе речными S_2			
$\frac{5Вр\text{-}I-200}{6А\text{-}III-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	6 А-III	200	150	3630	3180	15
$\frac{5Вр\text{-}I-200}{8А\text{-}III-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	8 А-III	200	150	3630	3180	15

* Сетки маркируются следующим образом

$$\frac{d_1,\ \text{класс продольной арматуры} - S_1}{d_2,\ \text{класс поперечной арматуры} - S_2} B \times L \frac{C_1\ C_2}{K},$$

где d_1 – диаметр продольных стержией d_2 – то же, поперечных, s_1 – шаг продольных стержней, s_2 – то же, поперечных, B – ширина сетки; L – длина сетки; C_1 и C_2 – длина свободных концов продольных стержней, K – длина свободных концов поперечных стержней Если $C_1 = C_2$, то в обозначеиии оставляют только C_1 и K

** s – дополнительный шаг крайиих стержней

Приложение 36 **Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости**

Условия работы конструкций		Марка бетона, не ниже					
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха °C	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) класса по степени ответственности					
		I	II	III	I	II	III
Попеременное замораживание и оттаивание							
в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезонно-оттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже −40	F300	F200	F150	W6	W4	W2
	Ниже −20 до −40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
	Ниже −5 до −20	F150	F100	F75	W2	Не нормируется	
	−5 и выше	F100	F75	F50	Не нормируется		
в условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже −40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
	Ниже −20 до −40	F100	F75	F50	W2	Не нормируется	
	Ниже −5 до −20	F75	F50	F35*	Не нормируется		
	−5 и выше	F50	F35*	F25*	То же		
в условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, но защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже −40	F150	F100	F75	W4	W2	Не нормируется
	Ниже −20 до −40	F75	F50	F35*	Не нормируется		
	Ниже −5 до −20	F50	F35*	F25*	То же		
	−5 и выше	F35*	F25*	F15**	»		
Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °C							
в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	Ниже −40	F150	F100	F75	»		
	Ниже −20 до −40	F75	F50	F35*			
	Ниже −5 до −20	F50	F35*	F25*	»		
	−5 и выше	F35*	F25*	Не нормируется			
в условиях воздушно-влажностного состояния (например, внутренние конструкции отапливаемых зданий в период строительства и монтажа)	Ниже −40	F75	F50	F35*	»		
	Ниже −20 до −40	F50	F35*	F25*			
	Ниже −5 до −20	F35*	F25*	F15*			
	−5 и выше	F25*	F15	Не нормируется			

* Для тяжелого и мелкозернистого бетонов марки по морозостойкости не нормируются

** Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируются

Примечания 1 Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для конструкций сооружений водоснабжения и канализации, а также для свай и свай-оболочек следует назначать согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

2 Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям СНиП 2 01 01 −82

Приложение 37 **Основные виды арматурной стали и область ее применения в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетной температуры**

Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры мм	Условия эксплуатации конструкции при нагрузке									
				статической					динамической и многократно повторяющейся				
				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре °С				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре °С			
					до −30	Ниже −30 до −40	Ниже −40 до −55	Ниже −55 до −70		до −30	Ниже −30 до −40	Ниже −40 до −55	Ниже −55 до −70
Стержневая горячекатаная гладкая, ГОСТ 5781−82 и ГОСТ 380−71	А-I	Ст3сп3	6 40	+	+	+	+	+*	+	+	−	−	−
		Ст3пс3	6 40	+	+	+	−	−	+	+	−	−	−
		Ст3кп3	6 40	+	+	−	−	−	+	+	−	−	−
		ВСт3сп2	6 40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6 40	+	+	+	−	−	+	+	+	−	−
		ВСт3кп2	6 40	+	+	−	−	−	+	+	−	−	−
		ВСт3Гпс2	6 18	+	+	+	+	+*	+	+	+	+	+*
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781−82	А-II	ВСт5сп2	10...40	+	+	+	+*	+*	+	+	+*	−	−
		ВСт5пс2	10...16	+	+	+	+*	−	+	+	+*	−	−
			18...40	+	+	−	−	−	+	+*	−	−	−
		18Г2С	40 80	+	+	+	+	+*	+	+	+	+	+*
	Ас-II	10ГТ	10 32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	А-III	35ГС	6 40	+	+	+	+*	−	+	+	+*	−	−
		25Г2С	6 8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	−
			10 40	+	+	+	+	+*	+	+	+	+*	−
		32Г2Рпс	6 22	+	+	+	+*	−	+	+	+*	−	−
Стержневая термомеханически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884−81	Ат-IIIс	БСт5пс БСт5сп	10 22	+	+	+	+*	−	+	+	+*	−	−
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781−82	А-IV	80С	10...18	+	+	−	−	−	+	−	−	−	−
		20ХГ2Ц	10 22	+	+	+	+**	+**	+	+	+	+**	−
	А-V	23Х2Г2Т	10 32	+	+	+	+	+**	+	+	+	+	+**
	А VI	20Х2Г2СР	10 22	+	+	+	+**	+**	+	+	+	+**	−
		22Х2Г2ТАЮ	10 22	+	+	+	+**	+**	+	+	+	+**	−
		22Х2Г2Р	10 22	+	+	+	+**	+**	+	+	+	+**	−
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884−81	Ат-IVС	25Г2С	10 28	+	+	+	+**	+**	+	+	+	+**	−
	Ат-IVК	10ГС2	10 18	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
		20ХГС2	10...18	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
		08Г2С	10 18	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884−81	Ат-V	20ГС	10...28	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
		20ГС2	10...28	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
		10ГС2	10...28	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
		08Г2С	10...28	+	+	+	+	−	+	+	+	+	+

Вид арматуры и документы регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры мм	Условия эксплуатации конструкции при нагрузке									
				статической					динамической и многократно повторяющейся				
				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре °С				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С			
					до −30	Ниже −30 до −40	Ниже −40 до −55	Ниже −55 до −70		до −30	Ниже −30 до −40	Ниже −40 до −55	Ниже −55 до −70
Стержневая термически упрочненная периодического профиля ГОСТ 10884−84	Ат-VCK	20ХГС2	10 28	+	+	+	+**	−	+	+	+**	−	−
	Ат-VI	20ГС	10 28	+	+	+	+**	−	+	+	+**	−	−
		20ГС2	10 28	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
	Ат-VIK	20ХГС2	10 16	+	+	+	+	−	+	+	+	+	−
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля, ГОСТ 6727−80	Вр-I	−	3 5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока, ГОСТ 7348−81	В-II Вр-II	−	3 8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты, ГОСТ 13840−68	К-7	−	6 15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты, ТУ 14-4-22−71	К-19	−	14	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая, упрочненная вытяжкой, периодического профиля	А-IIIв	25Г2С	20...40	+	+	+	−	+	+	+	−	−	−
		35ГС	20 40	+	+	−	−	−	+	−	−	−	−
Обыкновенная арматурная проволока гладкая, ГОСТ 6727−80	В-I	−	3 5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

* Допускается прнменять только в вязаных каркасах и сетках
** Следует применять только в виде целых стержней мерной длины

Примечания 1 В таблице знак «+» означает допускается, знак «−» − не допускается
2 Расчетная температура принимается согласно указаниям СНиП 2 01 01−82
3 В данной таблице нагрузки следует относить к динамическим, если доля этих нагрузок при расчете конструкций по прочности превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся нагрузкам − нагрузки, при которых коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{s3} < 1{,}0$.
4 Область применения горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры диаметров больших чем указано в таблице, следует принимать при соответствующем обосновании

Приложение 38 **Область применения углеродистой стали для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций**

Характеристика закладных деталей	Расчетная температура, °С			
	до −30		ниже −30 до −40	
	Марка стали по ГОСТ 380−71	Толщина проката мм	Марка стали по ГОСТ 380−71	Толщина проката мм
Рассчитываемые на усилия от нагрузок				
статических	ВСт3кп2	4 30	ВСт3пс6	4 25
динамических и многократноповторяющихся	ВСт3пс6	4 10	ВСт3пс6	4 10
	ВСт3Гпс5	11 30	ВСт3Гпс5	11 30
	ВСт3сп5	11 25	ВСт3сп5	11 25
Конструктивные (не рассчитываемые на силовые воздействия)	БСт3кп2	4 10	БСт3кп2	4 10
	ВСт3кп2	4 30	ВСт3кп2	4 30

Примечания 1 Расчетная температура принимается согласно указаниям СНиП 2 01 01−82

2 При применении низколегированной стали, например марок 10Г2С1 09Г2С 15ХСНД а также при расчетной температуре ниже −40 °С выбор марки стали и электродов для закладных деталей следует производить как для стальных сварных конструкций в соответствии с требованиями СНиП II-23−81

Расчетные сопротивления стали указанных марок принимаются согласно СНиП II 23−81

Краткий перечень нормативных документов, утвержденных Госстроем СССР (по состоянию на 1 января 1986 г.)

СНиП 1.01.01–82* изд 1984 г.	Система нормативных документов в строительстве Основные положения
СНиП 1.01.02–83	Система нормативных документов в строительстве Порядок разработки и утверждения нормативных документов
СНиП 1.01.03–83* (изд 1984 г)	Система нормативных документов в строительстве Правила изложения и оформления нормативных документов
СН 470–75*, (изд 1980 г)	Инструкция о порядке разработки новых и пересмотра действующих норм технологического проектирования
СНиП 2.01.01–82	Строительная климатология и геофизика
СНиП 2.01.02–85	Противопожарные нормы
СНиП II-3-79** (изд 1986 г)	Строительная теплотехника
СНиП II–4–79	Естественное и искусственное освещение
СНиП 2.01.07–85	Нагрузки и воздействия
СНиП II 7–81	Строительство в сейсмических районах
СН 528 80	Перечень единиц физических величин подлежащих применению в строительстве
ТП 101–81* (изд 1984 г)	Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов
СНиП 2.03.11–85	Защита строительных конструкций от коррозии
СНиП 2.08.01–85	Жилые здания
СНиП 2.08.02–85	Общественные здания и сооружения
СНиП II Л 1-71* (изд 1978 г)	Жилые здания Нормы проектирования
СНиП II-Л 2–72*, (изд 1978 г)	Общественные здания и сооружения Нормы проектирования Общая часть
СНиП 2.02.01–83	Основания зданий и сооружений
СНиП 2.03.01–84	Бетонные и железобетонные конструкции
СН 165–76	Инструкция по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из плотного силикатного бетона
СНиП 2.03.03–85	Армоцементные конструкции
СНиП 2.03.04–84	Бетонные и железобетонные конструкции предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур
СНиП II 22–81	Каменные и армокаменные конструкции
СНиП II-97–76	Генеральные планы сельскохозяйственных предприятий
СНиП 2.10.02–84	Здания и помещения для хранения и переработки сельскохозяйственной продукции
СНиП 2.10.03–84	Животноводческие птицеводческие и звероводческие здания и помещения
СНиП 2.10.04–85	Теплицы и парники
СНиП 2.10.05–85	Предприятия здания и сооружения по хранению и переработке зерна

Литература

А Нормативная и инструктивная

СНиП 2 03 01—84 Бетонные и железобетонные конструкции М , 1985

СНиП II-22—81 Каменные и армокаменные конструкции М , 1983

СНиП 2.01 07—85 Нагрузки и воздействия Нормы проектирования М , 1986

СНиП II-7—81 Строительство в сейсмических районах Нормы проектирования М , 1982

СНиП 2 02 01—83 Основания зданий и сооружений М , 1984

СН-202—81* Инструкция о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений М , 1981

ВСН 32—77 Инструкция по проектированию конструкций панельных зданий М , 1978

Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций М , 1979

Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) М , 1986

Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов М , 1986

Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны промышленных зданий М , 1985

Руководство по расчету статически неопределенных железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий М , 1978

Руководство по проектированию каменных и армокаменных конструкций М , 1974

Пособие по расчету крупнопанельных зданий М , 1974

Б Учебная

Баиков В Н Сигалов Э Е Железобетонные конструкции Общий курс М 1985

Н Н Попов А В Забегаев Проектирование и расчет железобетонных конструкций М , 1985

Железобетонные конструкции/*Барашиков А Я и др* Киев, 1984

П. Ф Дроздов Проектирование и расчет многоэтажных зданий М , 1986

Железобетонные конструкции/*Ставров Г Н и др* Л , 1978

Ханджи В В Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом М , 1977

Предметный указатель

Учебное издание

Виталий Михайлович Бондаренко
Дмитрий Григорьевич Суворкин

Железобетонные и каменные конструкции

Заведующий редакцией Б А Ягупов
Редактор Н Н Попова
Мл редактор О А. Кузнецова
Художественный редактор В П Бабикова
Художник В Н Хомяков
Технический редактор З В Нуждина
Корректор Г А Чечеткина

ИБ № 6074

Изд. № Стр 497 Сдано в набор 14.01.87 Подп. в печать 02.07.87 Формат $70 \times 100^1/_{16}$
Бум офс. № 1. Гарнитура таймс Печать офсетная. Объем 31,20 усл печ л + форзац 0,33 усл. п л 63,05 усл кр отт 34,85 уч.-изд л. + форзац 0,40 уч.-изд. л Тираж 50 000 экз
Заказ № 739 Цена 1 р 50 к

Издательство «Высшая школа» 101430 Москва ГСП 4 Неглинная ул д 29/14

Ордена Октябрьской Революции, ордена Трудового Красного Знамени Ленинградское производственно-техническое объединение «Печатный Двор» имени А М. Горького Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств полиграфии и книжной торговли 197136 Ленинград П-136 Чкаловский пр 15

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

σ_{sp} σ_{sp}	**СОСТОЯНИЕ 1** Предварительное напряжение арматуры на расчетную величину	q f σ_{sp} σ_l σ_b 0	**СОСТОЯНИЕ 5** Снижение предварительного обжатия бетона растянутой зоны на уровне арматуры до нуля вследствие приложения внешней нагрузки q_1.
σ_{sp} σ_{l1} σ_{sp} σ_l	**СОСТОЯНИЕ 2.** Снижение предварительного напряжения арматуры вследствие проявления первых потерь напряжения	q_2 f σ_{sp} $\sigma_l+2\alpha R_{bt,ser}$ $R_{bt\,ser}$	**СОСТОЯНИЕ 6.** Увеличение напряжений в растянутой зоне бетона до расчетного сопротивления осевому растяжению (стадия I в)
σ_{sp} σ_{l1} $\alpha\sigma_{bp}$ σ_{bp} f σ_{sp} σ_{l1} $\alpha\sigma_{bp}$ σ_{bp1}	**СОСТОЯНИЕ 3.** Отпуск натяжных приспособлений, вследствие чего происходит обжатие арматурой бетона элемента	q_3 $\sigma_s \leq R_s$ $\sigma_b \leq R_b$ f	**СОСТОЯНИЕ 7.** Появление трещин в растянутой зоне бетона при возрастании нагрузки (стадия II). Растягивающие усилия воспринимает арматура A_{sp} (стадия II).
σ_{sp} σ_l $\alpha\sigma_{bp1}$ σ_{bp2} f σ_{sp} σ_l $\alpha\sigma_{bp1}$ σ_{bp2}	**СОСТОЯНИЕ 4** Снижение предварительного напряжения арматуры вследствие проявления вторых потерь напряжений и упругого обжатия бетона $\alpha\sigma_{bp1}$	q_4 $R_{s\,ser}$ $R_{b,ser}$ f	**СОСТОЯНИЕ 8** Разрушение элемента от раздавливания бетона сжатой зоны и разрыва предварительно напряженной арматуры при возрастании внешней нагрузки q

АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

